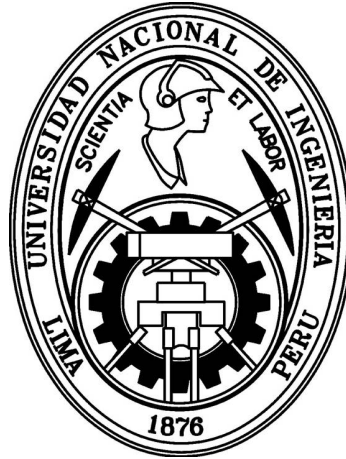


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LA ESBELTEZ EN MUROS
DE ALBAÑILERÍA CONFINADA”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

LUCIANO JHAIR YACILA ALVARADO

ASESOR

MSc. JOSÉ CIPRIANO MASÍAS GUILLEN

LIMA - PERÚ

2020

© 2020, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

luciano.yacila@uni.pe

992246381

Agradecimientos

Gracias a Dios por darme salud, sabiduría y perseverancia para afrontar el reto de iniciar y culminar este proyecto de investigación de forma satisfactoria. Así mismo, por darme la dicha de tener a los mejores padres y hermanos del mundo, quienes representan mi mayor motor para ser cada día mejor.

Gracias a mis padres por enseñarme que si lo podía soñar lo podía conseguir, y que el mayor orgullo de un padre radica en el éxito de sus hijos. A mi madre, por nunca dejar de serlo, por ser ese despertador humano que me recordaba la importancia de la puntualidad. Por siempre preocuparse del como se sentía su hijo, por sospechar cuando algo no andaba bien y por intentar de todo con tal de ver a sus hijos mejor. A mi padre, por enseñarme el valor de la responsabilidad y que pase lo que pase, la familia siempre es lo primero. Por su apoyo incondicional cuando de estudios se trataba.

Gracias a mis hermanos por el apoyo brindado durante la realización de este proyecto de investigación. Por sus consejos y por preocuparse cuando sentían que su hermano no se sentía bien. Son los mayores, y siempre serán un ejemplo a seguir.

A mi novia por ser esa persona que caminó conmigo durante toda mi educación superior. Por su apoyo incondicional y por enseñarme que pase lo que pase estamos para apoyarnos, aprender y crecer juntos.

Gracias a todas las personas que confiaron y me apoyaron, de alguna forma u otra, en la correcta realización de esta tesis.

ÍNDICE

RESUMEN	3
ABSTRACT	4
PRÓLOGO	5
LISTA DE CUADROS	7
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	10
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	15
1.1 GENERALIDADES	15
1.2 PROBLEMÁTICA	17
1.3 OBJETIVOS	19
1.3.1 Objetivo General	19
1.3.2 Objetivos Específicos	19
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	20
2.1 RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL	20
2.2 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS	22
2.3 TÉCNICAS DE MODELAMIENTO NUMÉRICO	26
2.4 CONCRETE DAMAGE PLASTICITY (CDP)	28
2.5 LEYES CONSTITUTIVAS	34
2.5.1 Concreto	35
2.5.2 Albañilería	37
2.5.3 Acero de refuerzo	38
2.6 MODELOS DE DAÑO	39
2.6.1 Modelo de daño para el concreto	39
2.6.2 Modelo de daño para la albañilería	42
2.7 ANÁLISIS DINÁMICO EXPLÍCITO	43
CAPÍTULO III: MODELAMIENTO NUMÉRICO	46
3.1 PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN NUMÉRICA	46
3.2 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	47
3.3 VALIDACIÓN DEL MODELO	51

CAPÍTULO IV: DISCUSIÓN DE RESULTADOS	54
4.1 RESULTADOS NUMÉRICOS	54
4.1.1 Patrones de agrietamiento	54
4.1.2 Curvas de capacidad	56
4.2 EVALUACIÓN DE LA ESBELTEZ	61
4.3 PROPUESTA A LA NORMA E070	64
CONCLUSIONES	67
RECOMENDACIONES	69
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70

RESUMEN

Un diseño estructural eficiente de una edificación de albañilería confinada, implica brindar seguridad, durabilidad y economía para sus ocupantes. Uno de los parámetros involucrados en el diseño es la resistencia al agrietamiento de la albañilería confinada. Para ello, la norma técnica peruana de albañilería E070 provee una expresión para el cálculo de esta resistencia, en la cual se incluye un factor de corrección por esbeltez. Según la revisión de estado del arte, la norma peruana E070 propone de forma errónea este factor, involucrando así la seguridad, durabilidad y economía de este tipo de edificaciones. En este trabajo, se estudió el efecto de la esbeltez en la resistencia al agrietamiento de la albañilería confinada mediante el método de los elementos finitos. Para ello, se elaboraron siete modelos numéricos, los cuales emplearon propiedades mecánicas de materiales que fueron calibradas con resultados de una campaña experimental conducida en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Los resultados confirmaron que el factor de corrección por esbeltez tiene un efecto en el cálculo de la resistencia al agrietamiento de los muros de albañilería muy distinto al que propone la norma técnica peruana E070. Por lo tanto, el presente trabajo propone una nueva expresión para calcular el factor de corrección por esbeltez que permita contribuir a un diseño más seguro, durable y económico de las edificaciones de albañilería confinada en el Perú.

ABSTRACT

An efficient structural design of a confined masonry building implies providing safety, durability and economy to the people living inside. One of the involved parameters in designing is the cracking strength of the confined masonry. For this reason, the Peruvian Technical Code of Masonry E070 gives an expression for computing this strength, in which a slenderness correction factor is included. According to the state of art review, the Peruvian Code E070 proposes this factor incorrectly, thus involving the safety, durability, and economy of this kind of buildings. In this work, the slenderness effect into the cracking strength of the confined masonry was studied by means of the finite element method. For this purpose, seven numerical models were developed by using mechanical properties of materials which were previously calibrated with the outcomes of an experimental campaign that was carried out at the Pontifical Catholic University of Peru. The results confirmed that the slenderness correction factor has an effect into the computing of the cracking strength of masonry walls differently to that proposed by the Peruvian Technical Code E070. Therefore, this work proposes a new expression for computing the slenderness correction factor which allows contributing to a safer, more durable and cheaper design of the confined masonry buildings in Peru.

PRÓLOGO

Muy pocas veces un trabajo de investigación está orientado a un tema complejo, de mucha importancia, pero tratado de manera práctica de modo de cubrir aspectos generales de dicho tema y otorgar bases para el inicio de estudios más profundos, aplicación directa y/o en ensayos de laboratorio, además de brindar posibles lineamientos futuros de investigación en nuestro medio. Es así que el autor se dedicó, a tiempo completo, a la investigación de una aparente falta de sustento, de la norma peruana E070, al adoptar un factor de corrección por esbeltez en el cálculo de la fuerza cortante de agrietamiento de muros de albañilería confinada. Siendo para ello necesario, ante la falta de recursos económicos para conducir un estudio experimental, plantear un estudio por evaluación numérica mediante el método de los elementos finitos.

En el momento que se bosquejaba el tema de la presente tesis, el autor se encontraba realizando una maestría en ingeniería civil, en la cual adquirió valiosos conocimientos de modelación numérica. Adicionalmente, tuvo la oportunidad de participar en una pasantía de 5 meses en la Universidad Gabriele D'Annunzio (Italia), donde trabajó la modelación numérica de muros de albañilería confinada a mayor profundidad. La suma de conocimientos adquiridos por el tesista permitió una correcta elaboración de modelos numéricos e interpretación de los resultados obtenidos.

Cabe la pregunta de cómo una cuestión tan importante y simple no es tomada en cuenta en la norma peruana vigente de albañilería. La respuesta ante este reto está aquí, en esta tesis, donde se demuestra la importancia y el camino a futuro que representa hoy en día la técnica de modelación numérica, ya que permite estudiar el comportamiento de diferentes elementos estructurales. Esto permitirá a los códigos de diseño llenar vacíos que muchas veces se presentan por la falta de un sustento que respalde la idoneidad de ciertas consideraciones empíricas.

Demostrando algo que creo a título personal y es que las normas deben limitarse a dar pautas y servir de guía, pero no de camino preparado y construido con señales que logran que los profesionales, si bien se ordenan y siguen un lineamiento, también se les limite en la aplicación de criterios.

ASESOR

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1.1	Resistencia al agrietamiento según diferentes Normas	18
Cuadro 2.1	Parámetros usados para definir el CDP	34
Cuadro 3.1	Propiedades mecánicas de los materiales	53
Cuadro 4.1	Parámetros identificados en las curvas de capacidad	60

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Viviendas colapsadas a causa de terremotos. Fuente Perú21	16
Figura 1.2	Falla por corte de un muro de albañilería confinada	17
Figura 1.3	Factores de amplificación según diferentes Normas	18
Figura 2.1	Altura efectiva según diferentes condiciones de borde	22
Figura 2.2	Análisis de un puente por el método de los elementos finitos	24
Figura 2.3	Técnicas de modelamiento numérico	28
Figura 2.4	Concepto de plasticidad en compresión uniaxial	29
Figura 2.5	Superficies de falla del CDP	33
Figura 2.6	Leyes constitutivas del concreto	37
Figura 2.7	Ley constitutiva de la albañilería en compresión	37
Figura 2.8	Ley constitutiva de la albañilería en tracción	38
Figura 2.9	Ley constitutiva del acero de refuerzo	39
Figura 2.10	Definición de energías normalizadas	40
Figura 2.11	Definición de la deformación de agrietamiento $\bar{\varepsilon}_t^{ck}$	42
Figura 2.12	Regla del pivot para la degradación de rigidez en compresión	43
Figura 3.1	Geometría de muros modelados (H/L)	47
Figura 3.2	Detalle típico de armadura de refuerzo	48
Figura 3.3	Esquema de ensayo experimental	49
Figura 3.4	Modelo numérico	50
Figura 3.5	Definición de trayectoria para esfuerzos de compresión	50
Figura 3.6	Validación de curvas de capacidad	52
Figura 3.7	Validación de patrones de agrietamiento	53
Figura 4.1	Patrones de falla en muros esbeltos con carga axial elevada	55
Figura 4.2	Definición de smooth step	55
Figura 4.3	Patrones de agrietamiento de muros modelados (H/L)	57

Figura 4.4	Curvas de capacidad de muros modelados (H/L) - Parte 1/3 .	58
Figura 4.5	Curvas de capacidad de muros modelados (H/L) - Parte 2/3 .	59
Figura 4.6	Curvas de capacidad de muros modelados (H/L) - Parte 3/3 .	60
Figura 4.7	Inicio del agrietamiento en el panel de albañilería	61
Figura 4.8	Comparación de factores de corrección por esbeltez	63
Figura 4.9	Interpretación de altura efectiva	64
Figura 4.10	Ajuste de resultados numéricos	65
Figura 4.11	Definición del factor de corrección por esbeltez	66

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

α	Relación de esbeltez de un muro
α'	Relación de esfuerzos bi y uniaxiales
α_{E070}	Factor de corrección por esbeltez según la norma E070
$\bar{\sigma}$	Tensor de esfuerzos efectivos
$\bar{\sigma}_c$	Tensor de esfuerzos efectivos en compresión
$\bar{\sigma}_t$	Tensor de esfuerzos efectivos en tracción
\bar{p}	Tensor de esfuerzos efectivos hidrostáticos
\bar{q}	Tensor de esfuerzos efectivos de Von Mises
\bar{S}	Tensor de esfuerzos desviadores
β	Función de deformaciones plásticas equivalentes
δ	Desplazamiento lateral
γ	Deriva lateral
γ'	Función de compresión triaxial
γ_c	Deriva asociada a efectos de corte
γ_f	Deriva asociada a efectos de flexión
γ_{ag}	Deriva de agrietamiento
κ_t	Deformación de agrietamiento de la albañilería
$\langle \hat{\sigma}_{max} \rangle$	Máximo valor propio del tensor de esfuerzos efectivos
ν	Módulo de Poisson

ν'_m	Resistencia característica a corte de la albañilería
ψ	Ángulo de dilatación medido en el plano $p-q$
σ	Tensor de esfuerzos
σ_r	Esfuerzo residual
σ_c	Esfuerzo de compresión uniaxial
σ_{t0}	Esfuerzo de falla en tracción uniaxial
σ_t	Esfuerzo de tracción uniaxial
$\tilde{\varepsilon}_c^{ch}$	Deformación de aplastamiento
$\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$	Deformación de agrietamiento
$\tilde{\varepsilon}^{pl}$	Tensor de deformación plástica
$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$	Tensor de deformaciones plásticas equivalentes en compresión
$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$	Tensor de deformaciones plásticas equivalentes en tracción
ε	Deformación unitaria
ε'_m	Deformación asociada a f'_m
ε_c	Deformación en compresión uniaxial
ε_t	Deformación en tracción uniaxial
ε_{ag}	Deformación no lineal de la ley constitutiva del concreto a tracción
ε_{cm}	Deformación asociada a f'_{cm}
ε_{t0}	Deformación asociada a f_{tm}
A	Área neta de una sección
A_c	Área de corte de una sección
b	Vector de fuerzas de una malla de elementos finitos
b'	Valor promedio de la relación $\tilde{\varepsilon}_c^{pl} / \tilde{\varepsilon}_c^{ch}$ en el rango de mayor interés

$b^{(e)}$	Vector de fuerzas nodales en un elemento finito
d	Parámetro de daño escalar
D^{el}	Matriz de rigidez elástica degradada
D_0^{el}	Matriz de rigidez elástica inicial
d_c	Parámetro de daño escalar a compresión
d_t	Parámetro de daño escalar a tracción
E	Módulo de Young
e	Número de euler
E_0	Módulo de Young inicial ó rigidez inicial
e_h	Parámetro de excentricidad
E_{ci}	Módulo de elasticidad tangente para un esfuerzo de 0 MPa
F	Función de fluencia del Concrete Damage Plasticity
f	Factor de corrección por esbeltez propuesto para la norma E070
f'	Factor de corrección por esbeltez según diferentes normas internacionales
f'_m	Resistencia característica de la albañilería a compresión uniaxial
f'_{cm}	Resistencia máxima del concreto a compresión uniaxial
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
f_{b0}	Esfuerzo límite del comportamiento lineal a compresión biaxial
f_{c0}	Esfuerzo límite del comportamiento lineal a compresión uniaxial
f_{ck}	Resistencia característica a compresión del concreto
f_{t0}	Esfuerzo límite del comportamiento lineal a tracción uniaxial
f_{tm}	Resistencia máxima del concreto/albañilería a tracción uniaxial
G	Módulo de corte

G^p	Función de flujo potencial
G_f	Energía de fractura
G_{ch}	Energía de aplastamiento
g_c	Energía normalizada de compresión
g_t	Energía normalizada de tracción
H	Altura de muro incluyendo viga de confinamiento
H_e	Altura efectiva de muro
I	Tensor identidad
I_s	Momento de inercia de una sección
K	Matriz de rigidez de una malla de elementos finitos
$K^{(e)}$	Matriz de rigidez de un elemento finito
K_c	Relación de esfuerzos efectivos de Von Mises
L	Longitud de muro incluyendo columnas de confinamiento
l_{eq}	Longitud característica de un elemento finito
M	Momento flector en la base del muro
M_a	Momento flector en la parte superior del muro
P_g	Carga gravitacional de servicio incluyendo sobrecarga reducida
t	Espesor de muro
u	Desplazamientos nodales
V	Fuerza cortante en el muro
V_m	Resistencia al agrietamiento de un muro de albañilería
V_{ag}	Fuerza cortante de agrietamiento
V_{max}	Fuerza cortante máxima soportada por un muro de albañilería

w	Abertura de grieta producida por esfuerzos de tracción
w_c	Abertura de grieta crítica donde los esfuerzos de tracción se hacen nulos
CDP	Concrete Damage Plasticity
Eq.	Ecuación
MC	Meridiano a compresión
MT	Meridiano a tracción

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

En el mundo en que vivimos, hace aproximadamente diez mil años atrás, aparecieron las primeras civilizaciones con las cuales comienza la historia de la arquitectura y con ella la albañilería aparece como una técnica constructiva. Probablemente sea la piedra el primer material usado en construcción de viviendas. Sin embargo, existió un hito en la historia donde aparecen los ladrillos de barro como material de construcción. Esto surgió debido a las grandes áreas con altos contenidos de arcilla que rodeaba al hombre. La demanda de viviendas en presencia de una abundancia de material y un clima caluroso, apropiado para el curado de los bloques de barro, contribuyeron a la producción de ladrillos de barro. Las razones para usar los ladrillos como materiales de construcción fueron: su facilidad de producción, su peso liviano comparado con la piedra, su moldeabilidad y su facilidad de formar parte de un muro que sea resistentes al fuego y durable (Lourenço, 1997).

El siguiente hito en la historia de la albañilería es la época de la revolución industrial. Es aquí, donde la mano de obra fue reemplazada por la máquina (Lourenço, 1997). Los ladrillos industriales contribuyeron a la construcción acelerada de viviendas de albañilería a nivel mundial. Por ejemplo en el Perú, solo en Lima el 83 % de las viviendas son de albañilería confinada, de las cuales el 60 % fueron construidas de manera informal (INEI, 2008). Por otro lado, diferentes terremotos han demostrado la ineficacia de esta tipología constructiva para soportar demandas sísmicas cuando esta no es diseñada y construida apropiadamente. En la Figura 1.1 se muestra como viviendas de albañilería colapsaron ante los terremotos de Pisco (2007) y Nepal (2015), respectivamente.

En el Perú, se desconoce la época exacta en que se inició el uso de los ladrillos como material de construcción. Sin embargo, fue el terremoto de 1940 que marcó



(a) Pisco (2007)



(b) Nepal (2015)

Figura 1.1. Viviendas colapsadas a causa de terremotos. Fuente Perú21

inicio en el empleo de la albañilería confinada. Esto debido a la falla frágil, para pequeños desplazamientos, que mostraron los muros de albañilería sin confinar ante cargas laterales y al incremento en ductilidad que adquiriría un muro al ser confinado en sus cuatro bordes por elementos de concreto armado (San Bartolomé et al., 2011).

La demanda arquitectónica cada día es más exigente y con ello la necesidad de un diseño estructural económico es requerido. Por ello, desde la década de los 80 se viene investigando el comportamiento sísmico de la albañilería confinada en el Perú. Es así que en 1982 se publicó para disposición de todos los peruanos la primera norma especializada en albañilería estructural (San Bartolomé, 1993).

Respecto al desempeño sísmico de un muro de albañilería confinada, es posible reconocer que la mayor resistencia a cargas sísmicas laterales se da para la dirección paralela al plano que lo contiene. Sin embargo, esta resistencia se ve deteriorada fácilmente dada la naturaleza frágil del material que la compone. Los muros de albañilería son empleados principalmente como muros de corte, en los cuales se esperan fallas por tracción diagonal. Estas fallas se evidencian por grietas diagonales generadas ante bajos esfuerzos de tracción. La aparición progresiva de grietas en un muro va de la mano con una degradación progresiva de su rigidez hasta que se llega a un estado de colapso (Figura 1.2, extraída de Brzev (2014)). Es preciso indicar que la falla por corte no es la única posible, sino que también se puede presentar una falla por flexión. En teoría, la falla predominante debería ser aquella que esté asociada al tipo de falla de menor resistencia. Sin embargo, experiencias en viviendas de albañilería confinada han demostrado que

la falla predominante en edificios de mediana altura es por corte. De aquí es que la norma de albañilería (E070, 2006) considera que la falla por flexión no es predominante (San Bartolomé, 1993).



Figura 1.2. Falla por corte de un muro de albañilería confinada

1.2. PROBLEMÁTICA

Uno de los parámetros investigados en el comportamiento sísmico de elementos de albañilería confinada, es la *esbeltez*. Macciotta y Torrealva (1985) realizaron ensayos de muros sujetos a cargas laterales. La campaña experimental consistió en 8 muros diferenciados por una variación en la relación de esbeltez, altura/longitud $[H/L]$. De estos muros, 4 fueron ensayados bajo carga lateral monótonica y 4 bajo carga lateral cíclica. Los resultados mostraron que las fuerzas que provocaban el primer agrietamiento diagonal en el panel de albañilería fueron disminuyendo conforme se incrementaba la relación de esbeltez. De lo anterior se desprende que si se multiplica ambos términos de la relación de esbeltez, H/L , por la fuerza cortante V y teniendo en cuenta que $M = VH$, entonces, la relación de esbeltez puede ser escrita como M/VL . Donde M y V son el momento flector y la fuerza cortante en el muro obtenida de un análisis elástico. Del resultado de los ensayos, se planteó un factor de reducción en función de la esbeltez. Este factor pretende reducir la fuerza que genera el primer agrietamiento en muros con relación de esbeltez por encima de la unidad. La norma peruana E070 (2006), define dicho factor de reducción como $\alpha = VL/M$, el cual puede tomar valores entre $1/3$ y la unidad.

Estudios realizados en diferentes países, así como lo muestran sus respectivas normativas, han demostrado que para relaciones de esbeltez mayores a la unidad, el efecto de la esbeltez no es significativo. Mientras que los muros con relaciones de esbeltez por debajo de la unidad se ven afectados por un incremento en la resistencia al agrietamiento lo que se traduce en un factor de amplificación mejor conocido como factor de corrección por esbeltez, f' . En el Cuadro 1.1 y Figura 1.3, ambos extraídos de Pérez et al. (2013), se muestra la comparación de diferentes factores de corrección por esbeltez utilizados en diferentes normas de albañilería como la *Uniform Building Code* (UBC, 1997), el Comité Conjunto de Mampostería de Estados Unidos (MSJC SD, 2002), el Código Canadiense (CSA, 2004) y el Código de Nueva Zelanda (NZS, 2004). Para hacer efectiva esta comparación, debe entenderse que en cada fórmula del Cuadro 1.1, el factor de corrección por esbeltez es aquella expresión encerrada entre paréntesis, las cuales fueron ploteadas en la Figura 1.3 para compararlas gráficamente.

Cuadro 1.1. Resistencia al agrietamiento según diferentes Normas

Normativa	Resistencia al agrietamiento	Requisito
UBC SD	$V_n = \left(\frac{7}{3} - \frac{4}{3} \frac{M}{Vd} \right) \frac{6}{5} A \sqrt{f'_m} + A \rho_n f_y < V_{nm}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{M}{Vd} \leq 1$
MSJC SD	$V_n = \left(\frac{16}{9} - \frac{7}{9} \frac{M}{VL} \right) \frac{9}{4} A \sqrt{f'_m} + 0,25P + 0,5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y L < V_{nm}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{M}{VL} \leq 1$
CSA	$V_n = \left(2 - \frac{M}{Vd} \right) \frac{1}{6} A_e \sqrt{f'_m} + 0,25P + 0,6 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d < V_{nm}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{M}{Vd} \leq 1$
NZS	$V_n \left(\frac{16}{9} - \frac{7}{9} \frac{H_e}{L} \right) \frac{9}{10} \nu_b + 0,9 \frac{P}{A_e} \tan \alpha + c_3 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y$	$\frac{1}{4} \leq \frac{M}{VL} \leq 1$

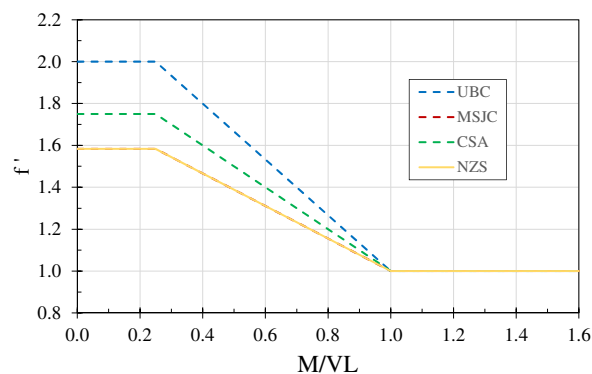


Figura 1.3. Factores de amplificación según diferentes Normas

Como se puede ver, en el Perú se está haciendo lo contrario a otros países. Mientras que en el Perú se aplica un factor de reducción en el cálculo de la resistencia al agrietamiento diagonal, en otros países se aplica un factor de amplificación. Esto, sin duda, es un indicio para preguntarse si realmente es correcta la formulación del factor de corrección por esbeltez en la norma peruana E070. Por ello, el presente estudio, pretende evaluar el comportamiento sísmico de 7 muros con diferentes relaciones de esbeltez haciendo uso del método de los elementos finitos. De este modo, se busca determinar si para los materiales empleados en el Perú, se cumple que la resistencia al agrietamiento diagonal debe ser reducida o amplificada por efecto de la esbeltez.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Proponer una nueva expresión para el factor de corrección por esbeltez que involucre el cálculo de la resistencia de agrietamiento de muros de albañilería confinada en la norma peruana de albañilería E070.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Definir una técnica de modelación numérica que permita estudiar el comportamiento no lineal de la albañilería confinada.
- Elaborar 7 modelos numéricos de muros de albañilería confinada a escala natural con diferentes relaciones de esbeltez (H/L).
- Identificar el efecto del factor de corrección por esbeltez en la fuerza cortante de agrietamiento.
- Proponer una nueva expresión para el factor de corrección por esbeltez.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

En el presente capítulo se tratan las bases teóricas de los diferentes conceptos que serán empleados en el desarrollo del presente trabajo. En primer lugar, se discuten los conceptos relacionados al cálculo de la resistencia al agrietamiento según la norma de albañilería E070. Luego se presentan los conceptos relacionados al modelamiento numérico con elementos finitos. Se explican las leyes constitutivas que gobiernan el comportamiento de los materiales quasi-frágiles (concreto y albañilería) y dúctiles (acero de refuerzo).

2.1. RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL

La resistencia al agrietamiento diagonal (V_m), también conocida como resistencia al corte, es la fuerza cortante para la cual el muro sufre su primer agrietamiento diagonal ante cargas laterales. La norma E070 permite calcular esta fuerza cortante según:

$$V_m = 0,5\nu'_m \cdot \alpha_{E070} \cdot t \cdot L + 0,23P_g \quad (2.1)$$

donde,

$$\frac{1}{3} \leq \alpha_{E070} = \frac{VL}{M} \leq 1 \quad (2.2)$$

El primer sumando en la ecuación 2.1 representa la resistencia a corte o a la tracción diagonal de la albañilería sin carga axial. Esta resistencia es la que se ve afectada por el factor de esbeltez α_{E070} . El segundo sumando representa el efecto de la carga axial en la resistencia al corte. La existencia de esta carga ocasiona un incremento en la capacidad de carga del muro mientras que la ductilidad del mismo decrece (San Bartolomé, 1993). De lo anterior, se deriva el hecho de que a mayor carga axial, mayor es la pérdida de ductilidad. Esto se debe a que la carga axial

brinda una compresión significativa a los elementos que componen el muro, lo que a su vez se traduce en una resistencia adicional brindada a los materiales. Esta resistencia adicional implica que la fuerza cortante externa deba ser incrementada hasta el punto que le permita vencer los esfuerzos de compresión aportados por la carga axial y generar así esfuerzos de tracción que permitan agrietar tanto el concreto como la albañilería. Por otro lado, la carga axial al impedir que los elementos se agrieten fácilmente, genera una acumulación de energía bastante considerable en los puntos más propensos a agrietarse. Esta energía acumulada busca ser liberada mediante la generación abrupta de un gran número de grietas, incluso cuando aún la fuerza cortante externa no ha producido un gran desplazamiento lateral en la parte superior del muro. La generación de grietas ocasiona la degradación de la rigidez lateral del muro, por lo tanto, esta generación abrupta de grietas implica que la rigidez lateral del muro sea abruptamente degradada incluso para desplazamientos laterales pequeños (poca ductilidad). Para contrarrestar este efecto, la norma peruana E070 recomienda la adición de refuerzo horizontal en diferentes juntas horizontales de la albañilería cuando los esfuerzos de compresión generados por la carga axial se encuentren por encima de $0,05 f'_m$ (E070, 2006).

Una forma de medir la esbeltez de un elemento estructural es mediante la relación de su altura y longitud involucrada en la dirección de desempeño estructural (H/L). Al multiplicar ambos términos de dicha relación por la fuerza cortante, V , se obtiene que $H/L = M/(VL)$ lo cual es conocido como el cociente del claro de cortante (Pérez et al., 2013). En el caso de un muro de albañilería, esta forma de medir la esbeltez solo sería válida si se tratase de un muro de un solo nivel. Esto implica que ante la ocurrencia de un evento sísmico no existirá un momento flector en la parte superior del muro proveniente del nivel inmediato superior. Por otro lado, en el Perú las edificaciones de albañilería confinada por lo general tienen entre 3 y 5 pisos, lo cual hace imprescindible considerar, en las condiciones de borde del muro analizado, la existencia de muros superiores. Por ejemplo, la Figura 2.1 (Pérez et al., 2013) muestra dos condiciones de borde muy empleadas en ensayos de laboratorio. El primer caso representa a un muro restringido de forma tal que se evita el giro de la viga de confinamiento superior. Este tipo de muros tiende a fallar por corte. El segundo caso representa a un muro sin ninguna restricción de forma tal que se permite el giro de la viga de confinamiento superior. Este tipo de muros

tienden a fallar por flexión. En estos casos resulta errado asumir que el momento en la base producido por la fuerza lateral, V , impuesta al muro es $M = VH$. Esto se debe a que, dependiendo de la deformada del muro, la fuerza cortante genera un momento en la parte superior, M_a , del mismo signo o contrario al del momento en la base (Figura 2.1). En el primer caso, se tiene que el momento en la base puede ser calculado de la relación $M = VH - M_a$, mientras que en el segundo caso $M = VH + M_a$. De lo anterior, se desprende que el momento en la base podría ser calculado como el producto de la fuerza cortante y una altura efectiva $M = VH_e$, de modo que $H_e = H - M_a/V$ y $H_e = H + M_a/V$ para el primer y segundo caso, respectivamente. Por lo tanto, teniendo en cuenta las posibles condiciones de borde a las que podría estar sujeta un muro, resulta más apropiado expresar la relación de esbeltez en función de dicha altura efectiva, H_e , tal como se muestra en la Figura 2.1.

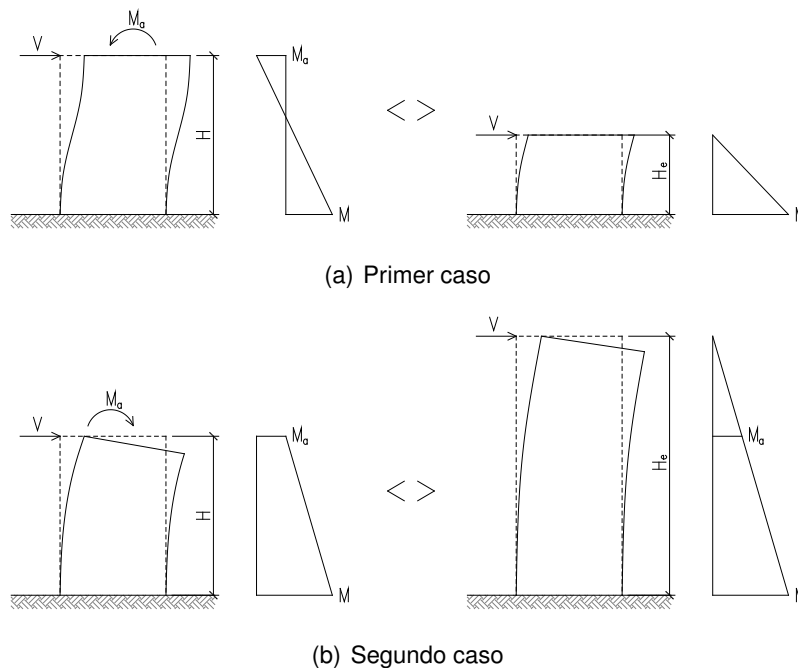


Figura 2.1. Altura efectiva según diferentes condiciones de borde

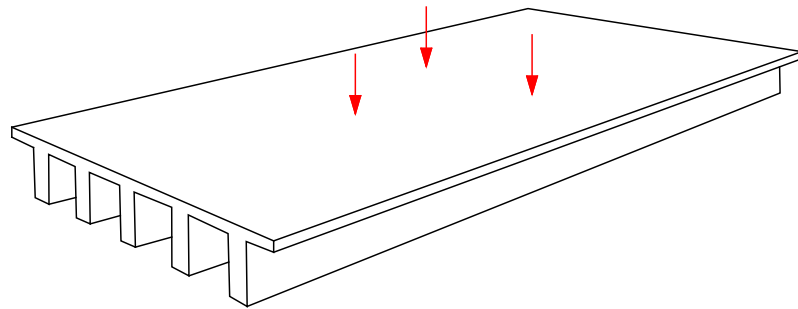
2.2. MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

A excepción de las estructuras de barras, mayormente las estructuras existentes en ingeniería son de naturaleza *continua*, por lo tanto, no es posible representar el comportamiento de este tipo de estructuras mediante un pequeño número de va-

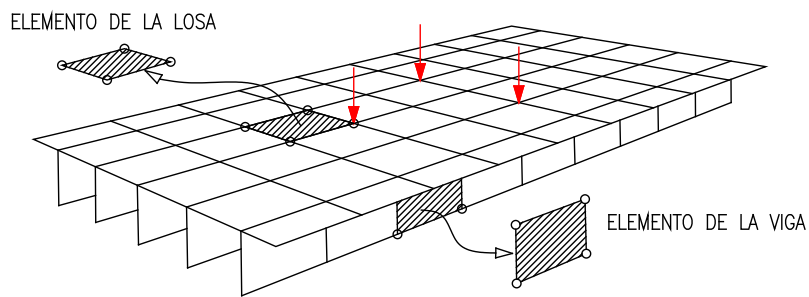
riables discretas como en el caso de la teoría de vigas. Por el contrario, el análisis de este tipo de estructuras requiere la integración de ecuaciones diferenciales que representan el equilibrio de un elemento diferencial genérico contenido en las mismas (Oñate, 1995).

Hoy en día, el método de los elementos finitos es la herramienta más potente para el análisis de estructuras uni, bi y tridimensionales cuando son sometidas a diversas condiciones de borde. De hecho, el avance tecnológico en los ordenadores digitales hace posible que se puedan modelar problemas de elevada complejidad con relativa facilidad. No obstante, es de vital importancia conocer los conceptos básicos del método para entender cómo un software basado en este método, trabaja internamente (Chandrupatla y Belegundu, 1999). Debe tenerse en cuenta que existe una gran analogía entre el método de los elementos finitos y los conceptos del análisis matricial de estructuras de barras, lo que hace que los ingenieros sientan cierta familiaridad al estudiar el método. Para observar claramente dicha analogía, a continuación se presenta un ejemplo extraído del libro *Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos* (Oñate, 1995), en donde se detallan las etapas básicas para el análisis de un puente simplemente apoyado por el método de los elementos finitos (Figura 2.2, adaptada de Oñate (1995)).

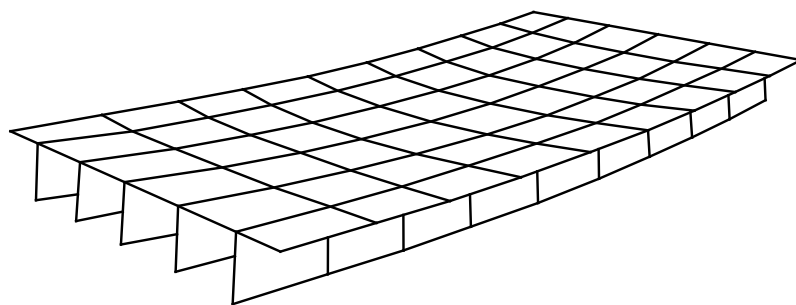
- **Etapas 1:** Lo primero que se requiere es seleccionar un modelo matemático apropiado que permita describir el comportamiento de la estructura, teniendo en cuenta su realidad física, tipos de apoyos y cargas. Por ejemplo, se podría utilizar la teoría de láminas planas, láminas curvas, o la de elasticidad tridimensional. Además, es necesario definir las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la estructura y el carácter de la deformación del puente (pequeños o grandes desplazamientos, análisis estático o dinámico, etc.).
- **Etapas 2:** Luego de haber seleccionado el modelo matemático se procede a discretizar la estructura en formas geométricas simples no intersectantes entre sí, denominadas “elementos finitos”, dentro de los cuales se interpolan las variables principales en una serie de puntos discretos del elemento denominados “nodos”. Los elementos finitos se conectan entre sí por medio de los nodos situados en sus contornos. Debe tenerse en cuenta que los nodos no



(a) Puente simplemente apoyado



(b) Malla de elementos finitos



(c) Perspectiva de la deformada del puente

Figura 2.2. Análisis de un puente por el método de los elementos finitos

tienen un significado físico tan evidente como los “nudos” en la unión de dos elementos pertenecientes a un sistema discreto (i.e. estructura de barras), de ahí la diferencia en su terminología. La malla de elementos finitos puede estar constituida por elementos de diferente geometría, tales como elementos bidimensionales acoplados con otros unidimensionales. Esta etapa de *discretización* representa una parte esencial de la fase de *preproceso*, el cual suele incluir la representación gráfica de la malla de elementos finitos.

- **Etapa 3:** De forma similar a como se obtienen las matrices de rigidez en el análisis matricial de estructuras tipo barras, en el método de elementos finitos se obtienen las matrices de rigidez, $K^{(e)}$, y el vector de cargas, $b^{(e)}$, para cada elemento finito. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el cálculo de $K^{(e)}$ es más complejo que en estructuras de barras ya que intervienen integrales sobre el dominio uni, bi o tridimensional del elemento.
- **Etapa 4:** Seguidamente se realiza el ensamblaje de las matrices de rigidez y el vector de cargas elementales en la matriz de rigidez global de toda la malla de elementos finitos, K , y el vector de cargas sobre los nodos, b , respectivamente.
- **Etapa 5:** Se resuelve el sistema de ecuaciones resultante $Ku = b$ para calcular las variables incógnitas (desplazamientos de todos los nodos de la malla), u , utilizando cualquiera de los métodos existentes para la solución de sistema de ecuaciones lineales.
- **Etapa 6:** Una vez calculados los desplazamientos nodales, u , se procede a calcular las deformaciones y, en consecuencia, los esfuerzos en cada elemento, así como las reacciones en los nodos con desplazamientos prescritos.
- **Etapa 7:** Para conseguir la solución en las etapas 3-6 es necesario implementar el método de los elementos finitos en un ordenador. Ello puede hacerse a través de un programa comercial, de uno propio o de uno ya desarrollado por otro autor con fines académicos (programa no comercial).
- **Etapa 8:** Una vez obtenidos los resultados numéricos, la etapa siguiente es la interpretación y presentación de los mismos. Para ello suele hacerse uso

de técnicas gráficas que facilitan dicha labor (*Postproceso*).

- **Etapas 9:** Luego de estudiar los resultados, el ingeniero puede plantear y efectuar modificaciones en cualquiera de las etapas anteriores. Así, por ejemplo, puede encontrar que la teoría de cálculo de estructuras inicialmente adoptada es inapropiada y consiguientemente debe modificarse. Por otro lado, puede ser que la malla de elementos finitos empleada en el análisis es demasiado gruesa como para reproducir de forma correcta la distribución de desplazamientos y/o esfuerzos en la estructura y, por lo tanto, requiera un refinamiento o alternatively utilizar otro tipo de elemento finito más preciso.

De lo anterior, es posible interpretar que el método de los elementos finitos puede ser considerado como una extrapolación de los métodos de cálculo matricial para estructuras de barras al análisis de estructuras de tipo continuo (Oñate, 1995). Para un mayor conocimiento de la formulación matemática del método de los elementos finitos, así como de su evolución en el tiempo, se recomienda la revisión de los libros clásicos de Zienkiewicz (Zienkiewicz, 1979; Zienkiewicz y Taylor, 1991).

2.3. TÉCNICAS DE MODELAMIENTO NUMÉRICO

El modelamiento numérico, o también conocido como modelación numérica, es una herramienta poderosa al permitir reproducir y/o predecir ciertos resultados experimentales en un ordenador. Para ello, se requiere amplio conocimiento del comportamiento no lineal de los materiales involucrados y de las técnicas de modelamiento a fin de obtener resultados confiables empleando el menor esfuerzo o costo computacional posible (tiempo). De hecho, se debe destacar que esta herramienta permite consumir costo computacional, en lugar de costo monetario, lo cual resulta provechoso en el campo de la investigación ya que muchas veces los recursos económicos para conducir ensayos experimentales son escasos.

Las técnicas de modelamiento numérico pueden ser clasificadas en tres grandes grupos de acuerdo al nivel de detalle adoptado en la fase de modelación y en consecuencia al nivel de precisión en los resultados alcanzado por cada uno de ellas. Estos grupos son: micro modelamiento detallado, micro modelamiento simplificado y macro modelamiento (Lourenço, 1997). En el caso específico del

modelamiento de albañilería, el primero considera al mortero y a los ladrillos como elementos continuos independientes, mientras que la interfaz ladrillo–mortero es considerada como un elemento discontinuo (Figura 2.3(a), adaptada de Lourenço (1997)). Debe entenderse por elemento discontinuo, a la presencia de un elemento de espesor nulo con propiedades lineales y no lineales solo de tracción y corte. Este tipo de elementos son muy bien representados por los *Cohesive elements*, que son un tipo de elemento finito con comportamiento netamente a tracción y corte (Abaqus, 2014). En el segundo grupo, ya no se considera al mortero como un elemento continuo sino que este es eliminado físicamente del modelo. No obstante, su geometría se ve absorbida por un incremento en las dimensiones naturales de los ladrillos (Figura 2.3(b), adaptada de Lourenço (1997)). Asimismo, las propiedades mecánicas de los ladrillos sufren una variación para tomar en cuenta el comportamiento conjunto ladrillo-mortero. Al igual que el primer grupo, en este caso la interfaz entre ladrillos es modelado con elementos discontinuos. Finalmente, el macro-modelo unifica los ladrillos, el mortero e interfaces en un solo medio continuo (Figura 2.3(c), adaptada de Lourenço (1997)). De este modo, se evita que los ladrillos, el mortero y las superficies de contacto sean modelados por separado, reduciendo así el número de grados de libertad del modelo.

En términos de patrón de agrietamiento, el micro modelamiento, seguido por el micro modelamiento simplificado, brinda mejores resultados al ser comparado con resultados experimentales. Esto se debe al nivel de detalle adoptado en el proceso de modelación, lo cual permite considerar gran parte del comportamiento anisotrópico de la albañilería. Sin embargo, es preciso señalar que un mayor nivel de detalle implica un mayor número de grados de libertad, lo que a su vez se traduce en un mayor costo computacional. En este trabajo, con el propósito de invertir el menor costo computacional posible, se empleó la técnica de macro-modelamiento dada su ventaja de trabajar con el menor número de grados de libertad al modelar los ladrillos, mortero e interfaces de contacto como un solo medio continuo.

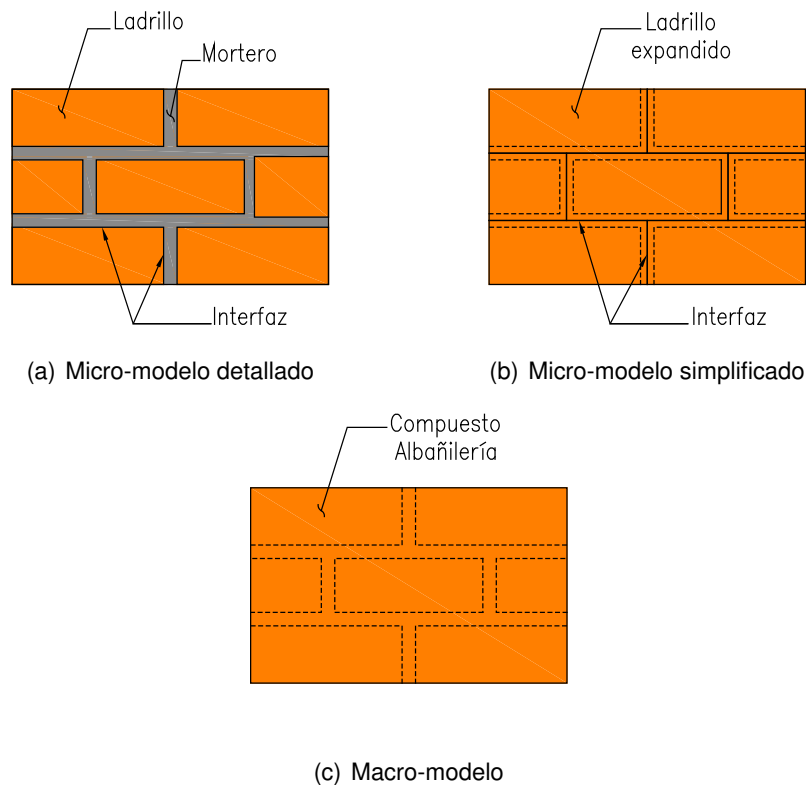


Figura 2.3. Técnicas de modelamiento numérico

2.4. CONCRETE DAMAGE PLASTICITY (CDP)

El CDP es una variación de la teoría clásica de plasticidad, en la cual se introduce el concepto de daño escalar, d , el cual permite representar la degradación de rigidez en el rango no lineal de un material, tal como se muestra en la Figura 2.4. Fue desarrollado inicialmente para modelar el comportamiento cíclico no lineal del concreto (Lubliner et al., 1989; Lee y Fenves, 1998), sin embargo, también puede ser usado para otros materiales quasi-frágiles como la albañilería y/o el adobe (Abaqus, 2014).

De la teoría de elasticidad, se tiene que $\sigma = E\varepsilon$ representa la relación esfuerzo–deformación. En un caso de carga uniaxial, σ sería el esfuerzo uniaxial en el material sujeto a carga, E el módulo de elasticidad y ε la deformación unitaria asociada a dicho esfuerzo. Al introducir el concepto de daño escalar, la expresión anterior quedaría redefinida por $\sigma = (1 - d)E\varepsilon$, donde $(1 - d)E$ representa el módulo de elasticidad degradado. En un caso más general (por ejemplo elementos tridimensionales sujetos a diferentes condiciones de carga) estas variables se convierten

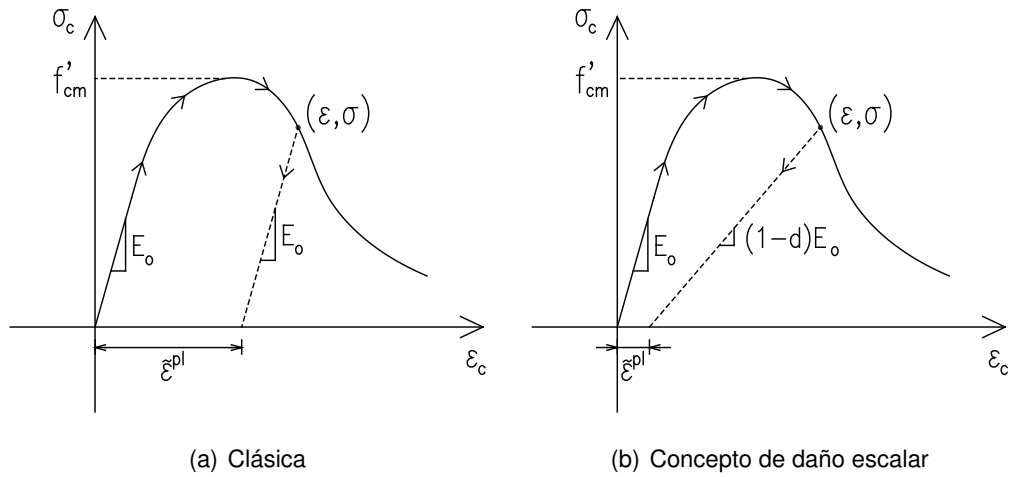


Figura 2.4. Concepto de plasticidad en compresión uniaxial

en tensores, redefiniendo así la relación esfuerzo–deformación, según:

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}) \quad (2.3)$$

donde D_0^{el} es la rigidez elástica inicial (sin daño) del material, $D^{el} = (1 - d)D_0^{el}$ es la rigidez elástica degradada, d es la variable escalar de degradación de rigidez también conocida como parámetro de daño, $(:)$ es un operador de multiplicación tensorial, ε y $\tilde{\varepsilon}^{pl}$ son la deformación unitaria total y plástica, respectivamente, según lo mostrado en la Figura 2.4. La variable o parámetro de daño d puede tomar valores desde 0 (material sin daño) hasta 1 (material totalmente dañado). De la Eq. 2.3, se define el esfuerzo efectivo como:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}) \quad (2.4)$$

De esta forma, es posible expresar el tensor de esfuerzos en función de esfuerzos efectivos y el parámetro de daño:

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} \quad (2.5)$$

Cuando no existe daño, $d = 0$, de la ecuación 2.5 se puede deducir que el tensor de esfuerzos efectivos, $\bar{\sigma}$, es igual al tensor de esfuerzos, σ . Sin embargo, cuando existe daño $d \neq 0$ el tensor de esfuerzos efectivos resulta más representativo que el tensor de esfuerzos ya que es precisamente el área efectiva la que resiste las fuerzas externas. Por ello, es más conveniente expresar el problema de plasticidad en términos de esfuerzos efectivos. La variable escalar de daño, d , está

gobernada por un arreglo de variables plásticas, $\tilde{\varepsilon}^{pl}$, y el esfuerzo efectivo según: $d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl})$. Donde $\tilde{\varepsilon}^{pl}$ es un arreglo de deformaciones plásticas equivalentes en tracción y compresión.

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

Estas deformaciones plásticas resultan de restar la deformación total y la deformación elástica recuperada durante el proceso de descarga (Figura 2.4). Incrementos de estas deformaciones plásticas representan una evolución en el proceso de agrietamiento o aplastamiento del material. Asimismo, estas variables controlan la evolución de la superficie de fluencia, $F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl})$, y la degradación de la rigidez elástica, $d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl})$.

Si se asume que E_0 representa la rigidez inicial (sin daño), obtenida analítica o experimentalmente por medio de ensayos uniaxiales, entonces, es posible reescribir la Eq. 2.3 para estados de esfuerzos uniaxiales tanto en compresión como en tracción, según:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (2.7a)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (2.7b)$$

donde los sub-índices t y c hacen referencia a esfuerzos de tracción y compresión, respectivamente.

Bajo cargas de tracción uniaxial, las grietas se propagan en dirección perpendicular a la dirección del esfuerzo. Este fenómeno de fisuración causa la reducción en el área capaz de soportar carga, lo que conlleva a un incremento en el esfuerzo efectivo. Este efecto es menos perceptible bajo cargas de compresión ya que las fisuras viajan de forma paralela a la dirección del esfuerzo, sin embargo, después de una cantidad considerable de aplastamiento, el área efectiva capaz de soportar carga se ve también reducida (Abaqus, 2014). Combinando las ecuaciones 2.5 y 2.7, es posible expresar los esfuerzos efectivos en términos de las variables de daño y/o en términos de deformaciones, como se puede ver en la ecuación 2.8.

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (2.8a)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (2.8b)$$

Con respecto a las condiciones de fluencia, el CDP usa una función de falla, también conocida como función de fluencia, propuesta por Lubliner et al. (1989) e incorpora las modificaciones propuestas por Lee y Fenves (1998). En términos de esfuerzos efectivos esta función viene dada por:

$$F(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1 - \alpha'} \left(\bar{q} - 3\alpha' \bar{p} + \beta(\bar{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{max} \rangle - \gamma' \langle -\hat{\sigma}_{max} \rangle \right) - \bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl}) \leq 0 \quad (2.9)$$

donde $\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma} : I$, $\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{S} : \bar{S}}$ y $\bar{S} = \bar{p}I + \bar{\sigma}$ son la presión hidrostática efectiva, el esfuerzo efectivo equivalente de Von Mises y la parte desviadora del tensor de esfuerzos efectivos, respectivamente. $\hat{\sigma}_{max}$ es el máximo valor propio de $\bar{\sigma}$. α' y γ' son constantes adimensionales que buscan introducir propiedades mecánicas del material en la función de fluencia. La función $\beta(\bar{\varepsilon}^{pl})$ viene dada por:

$$\beta(\bar{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha') - (1 + \alpha')$$

donde $\bar{\sigma}_t$ y $\bar{\sigma}_c$ son los esfuerzos efectivos en tracción y compresión, respectivamente, expresados en términos de las deformaciones plásticas equivalentes.

En el caso específico de compresión biaxial, $\hat{\sigma}_{max} = 0$, la Eq. 2.9 se convierte en la conocida función de fluencia de Drucker–Prager. Por otro lado, como se había mencionado anteriormente, el coeficiente α' introduce, en la función de fluencia, propiedades mecánicas del material mediante la relación de sus resistencias a compresión biaxial y uniaxial que inician el comportamiento no lineal del material, f_{b0} y f_{c0} , respectivamente. Esto es posible a través de una expresión empírica que resultó del ajuste de la función de fluencia con resultados experimentales (Lee y Fenves, 1998), según:

$$\alpha' = \frac{f_{b0} - f_{c0}}{2f_{b0} - f_{c0}}$$

De forma análoga, el coeficiente γ' tiene como finalidad introducir en la función de fluencia propiedades mecánicas del material, en este caso, propiedades referidas a la compresión triaxial, $\hat{\sigma}_{max} < 0$. Se define, el meridiano a tracción (MT), el cual consiste en el lugar geométrico, dentro de la superficie de fluencia, que cumple las siguientes condiciones: $\hat{\sigma}_{max} = \hat{\sigma}_1 > \hat{\sigma}_2 = \hat{\sigma}_3$. Igualmente, se define el meridiano a compresión (MC), el cual consiste en el lugar geométrico que satisface las siguientes condiciones: $\hat{\sigma}_{max} = \hat{\sigma}_1 = \hat{\sigma}_2 > \hat{\sigma}_3$, donde $\hat{\sigma}_1$, $\hat{\sigma}_2$ y $\hat{\sigma}_3$ son los valores propios del tensor de esfuerzos efectivos. Bajo estas condiciones de MT y

MC, es posible obtener los siguientes valores propios máximos asociados a cada condición: $(\hat{\sigma}_{max})_{MT} = \frac{2}{3}\bar{q} - \bar{p}$ y $(\hat{\sigma}_{max})_{MC} = \frac{1}{3}\bar{q} - \bar{p}$. Reemplazando estos valores propios en la Eq. 2.9, se obtienen las siguientes condiciones de fluencia:

$$\left(\frac{2}{3}\gamma' + 1\right)\bar{q} - (\gamma' + 3\alpha')\bar{p} = (1 - \alpha')\bar{\sigma}_c \quad \text{MT}$$

$$\left(\frac{1}{3}\gamma' + 1\right)\bar{q} - (\gamma' + 3\alpha')\bar{p} = (1 - \alpha')\bar{\sigma}_c \quad \text{MC}$$

haciendo $K_c = \bar{q}_{(MT)}/\bar{q}_{(MC)}$, se obtiene:

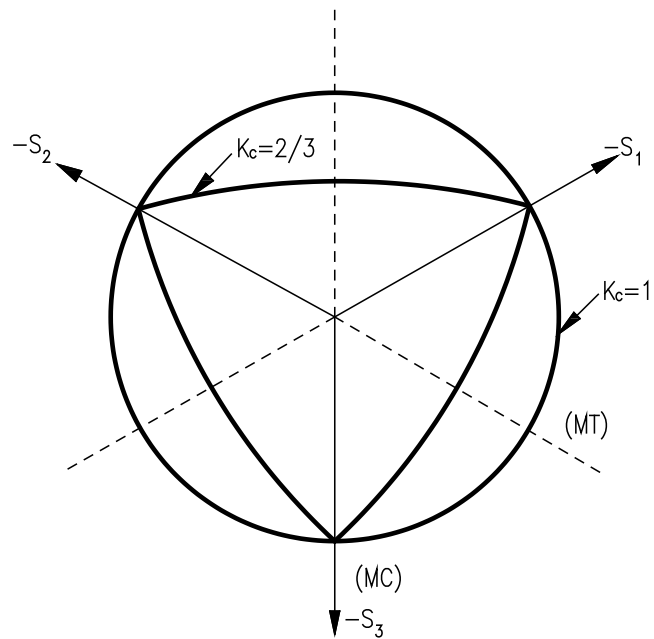
$$\gamma' = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}$$

Como se pudo ver, el valor de K_c puede ser obtenido experimentalmente mediante ensayos triaxiales (Jankowiak y Lodygowski, 2005), siempre y cuando se den las condiciones de ensayo para ubicarse en los meridianos MT y MC. La Figura 2.5 (Abaqus, 2014) muestra las superficies de falla típicas en coordenadas de esfuerzos desviadores y en estado plano de esfuerzos.

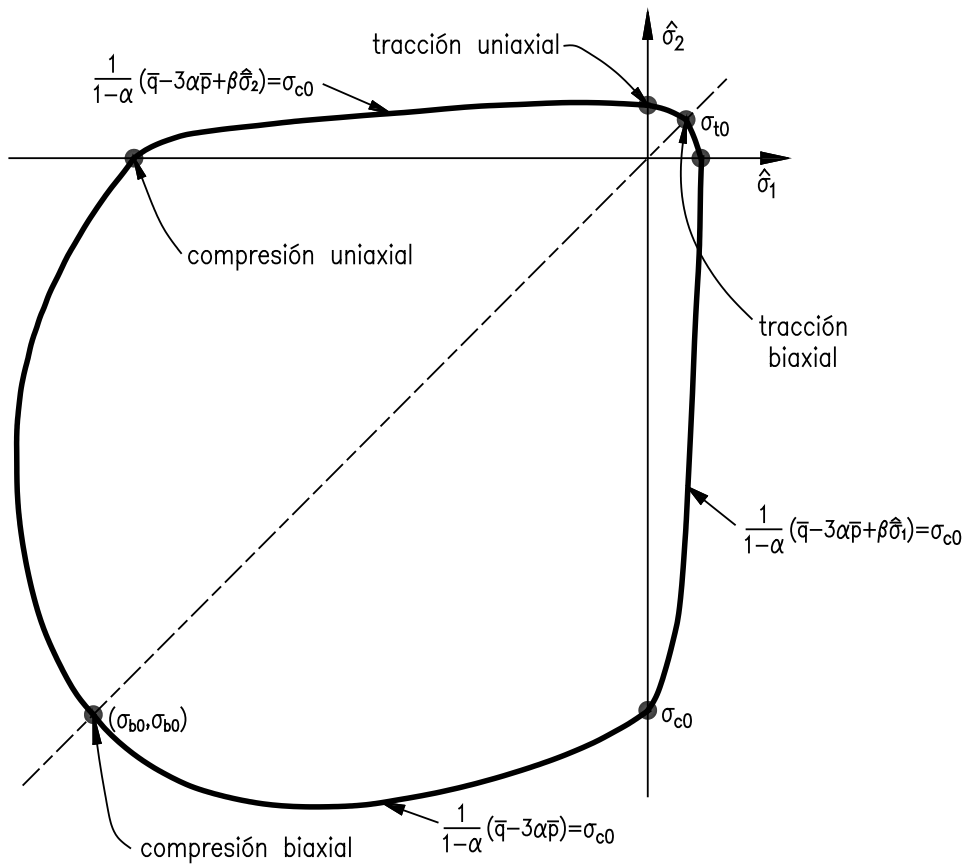
La evolución de las deformaciones plásticas (Eq. 2.6), en el caso del CDP, depende de una función de flujo potencial, G^p , la cual tiene la forma de la función hiperbólica de Drucker-Prager.

$$G^p = \sqrt{(e_h \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (2.10)$$

donde ψ es el ángulo de dilatación medido en el plano p - q con un alto nivel de presión de confinamiento, σ_{t0} es el esfuerzo de falla en tracción uniaxial, e_h es un parámetro referido a una excentricidad que define la razón en que la función del flujo potencial alcanza la asíntota de la función hiperbólica. El ángulo de dilatación es un parámetro que mide la capacidad de un material para recuperar su volumen inicial ante elevados niveles de esfuerzos a compresión. Según Michał y Andrzej (2015), valores muy elevados de este parámetro podrían generar deformaciones volumétricas positivas en zonas en compresión, causando así incrementos artificiales de capacidad portante. Por lo general, este parámetro es calibrado numéricamente mediante la conducción de estudios paramétricos donde se comparan resultados experimentales con los obtenidos mediante un modelo numérico al variar dicho parámetro. Valores promedios de este parámetro, tanto del concreto como de la albañilería, han sido satisfactoriamente empleados por D'Altri et al. (2018), Nasiri y Liu (2017), Breveglieri et al. (2018), Bolhassani et al. (2015), entre otros.



(a) Esfuerzos desviadores



(b) Estado plano de esfuerzos

Figura 2.5. Superficies de falla del CDP

En el presente trabajo, se empleó el software comercial Abaqus, el cual utiliza el método de elementos finitos para realizar análisis no lineales de elevada complejidad. En adición, Abaqus tiene incorporado la formulación del CDP, lo que lo hace una herramienta muy útil para la modelación de materiales quasi-frágiles. En este caso, el CDP fue empleado para modelar el concreto y la albañilería, para lo cual fue necesario definir los siguientes datos de entrada: ángulo de dilatación, excentricidad, relación f_{b0}/f_{c0} , K_c , parámetro de viscosidad y las leyes constitutivas que definen el comportamiento no lineal de los materiales. En el caso del ángulo de dilatación, valores de 30 y 35 fueron adoptados siguiendo los buenos resultados obtenidos por Breveglieri et al. (2018). Ante la falta de ensayos experimentales, se adoptaron los valores típicos de excentricidad, relación f_{b0}/f_{c0} , K_c y parámetro de viscosidad recomendados por Abaqus (2014) (Cuadro 2.1). Estos valores han demostrado dar buenos resultados al modelar materiales quasi-frágiles con el CDP tal como lo evidencian los trabajos realizados por D'Altri et al. (2018), Nasiri y Liu (2017), Breveglieri et al. (2018), Bolhassani et al. (2015), entre otros.

Cuadro 2.1. Parámetros usados para definir el CDP

Ángulo de dilatación del concreto	30
Ángulo de dilatación de la albañilería	35
Excentricidad	0,01
f_{b0}/f_{c0}	1,16
K_c	2/3
Parámetro de viscosidad	0,0

2.5. LEYES CONSTITUTIVAS

Una ley o curva constitutiva es una función analítica que permite representar el comportamiento lineal y no lineal de un material ya sea en tracción o en compresión. En este caso, los materiales involucrados en los modelos numéricos son: concreto, albañilería y acero de refuerzo. Estas leyes son introducidas dentro de la definición del CDP mediante valores tabulares de las curvas a compresión y tracción. A continuación se detalla cada una de las leyes utilizadas para los materiales involucrados.

2.5.1. Concreto

La ley constitutiva empleada para representar el comportamiento a compresión del concreto estuvo dividida en tres zonas principales: (1) lineal, (2) endurecimiento (*hardening*) y (3) ablandamiento (*softening*). La zona de endurecimiento fue modelada según lo recomendado por el CEB-FIP (2010), mientras que la zona de ablandamiento fue modelada de acuerdo a lo recomendado por Krätzig y Pölling (2004), según:

$$\sigma_{c(1)} = E_0 \varepsilon_c \quad (2.11a)$$

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f'_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_{cm}}{f'_{cm}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}} f'_{cm} \quad (2.11b)$$

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f'_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 f'_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \gamma_c}{2 \varepsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (2.11c)$$

donde,

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f'_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f'_{cm} \left(\varepsilon_{cm} (1 - b') + b' \frac{f'_{cm}}{E_0} \right) \right]^2}$$

En las ecuaciones 2.11, f'_{cm} y ε_{cm} son la resistencia máxima a la compresión y su deformación asociada, respectivamente. De acuerdo a CEB-FIP (2010), en ausencia de resultados experimentales, se puede asumir que $\varepsilon_{cm} = 0,0022$, $f'_{cm} = f_{ck} + 8$ (donde f_{ck} es la resistencia característica a compresión). E_{ci} es el módulo de elasticidad para cero esfuerzo, dado por $E_{ci} = 10000 f_{cm}'^{1/3}$ y $E_0 = (0,8 + 0,2 f'_{cm}/88) E_{ci}$. b' es un parámetro adimensional que resulta de promediar la relación $\varepsilon_c^{pl} / \varepsilon_c^{ch}$ en el rango de deformaciones de mayor interés. Inicialmente este parámetro fue asumido como $b' = 0,70$, de acuerdo a lo recomendado por Alfarah et al. (2017), para luego ser sometido a un proceso de iteración hasta alcanzar la convergencia entre el valor asumido y el promedio antes mencionado. E_0 es el módulo secante correspondiente al esfuerzo $0,4 f'_{cm}$. Los esfuerzos y módulos de elasticidad están expresados en [MPa]. G_{ch} es la energía de aplastamiento (*crushing energy*) por unidad de área [Nmm/mm^2]. l_{eq} es la longitud característica que depende del tamaño del mesh (tamaño del elemento finito según el mallado empleado), el tipo

de elemento finito y la dirección de agrietamiento (Alfarah et al., 2017). En este trabajo, la longitud característica fue considerada como la dimensión horizontal de la cara de un elemento finito comprendida en el plano de carga. Análogamente al caso del concreto, este criterio estuvo basado en la búsqueda de una longitud característica que tome en cuenta la dirección del agrietamiento esperado en el material.

Por otro lado, el comportamiento a tracción del concreto estuvo compuesto por dos zonas principales: (1) lineal y (2) ablandamiento (*softening*). El final del primero e inicio del segundo está definido por el límite de deformación elástica, ε_{t0} . La segunda parte representa el comportamiento no lineal a tracción, por lo tanto, es de vital importancia ya que debe tomar en cuenta el comportamiento agrietado del concreto, así como su interacción con las varillas de refuerzo (Abaqus, 2014). En este trabajo, se empleó la formulación de Hordijk (1992), el cual viene dado por:

$$\sigma_{t(1)} = E_0 \varepsilon_t \quad (2.12a)$$

$$\frac{\sigma_{t(2)}}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (2.12b)$$

donde $c_1 = 3$, $c_2 = 6,93$ (Hordijk, 1992), w_c es el valor de agrietamiento crítico para el cual $\sigma_{t(2)}$ se hace cero. Este agrietamiento crítico puede ser calculado como $w_c = 5,14 G_f / f_{tm}$. No obstante, un valor de esfuerzo cero no puede ser ingresado al Abaqus ya que esto significaría un daño escalar unitario $d_t = 1$, lo que a su vez resultaría en un denominador cero en la Eq. 2.8. Para evitar este inconveniente, se definió un esfuerzo residual equivalente a $\sigma_r = f_{tm}/50$. Adicionalmente, en caso no se cuente con resultados experimentales, CEB-FIP (2010) recomienda calcular la energía de fractura según $G_f = 0,073 f_{cm}^{0,18}$. De forma similar, la energía de aplastamiento puede calcularse como $G_{ch} = (f'_{cm}/f_{tm})^2 G_f$ (Oller, 1988). Debe notarse que la Eq. 2.12b brinda una curva esfuerzo-desplazamiento, sin embargo, cuando una región tiene refuerzo es preferible definir la curva en términos de deformaciones ya que de este modo se evitaría que los resultados sean dependientes del tamaño del mesh (Abaqus, 2014). Para ello, se busca pasar de desplazamientos a deformaciones de agrietamiento, ε_{ag} , mediante la siguiente expresión $\varepsilon_{ag} = w/l_{eq}$, por lo que la deformación total queda definida por $\varepsilon_t = \varepsilon_{t0} + \varepsilon_{ag}$. La Figura 2.6

muestra de manera esquemática las leyes constitutivas adoptadas para el comportamiento del concreto a compresión y tracción.

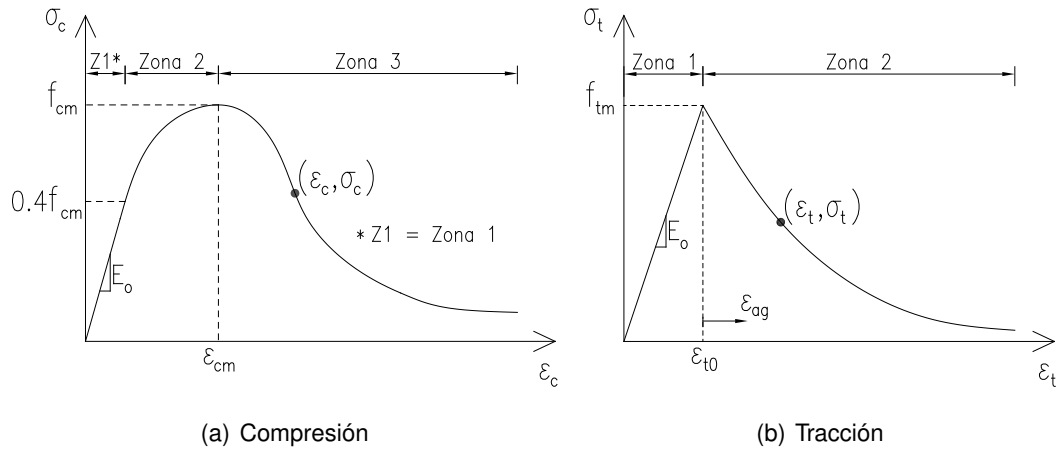


Figura 2.6. Leyes constitutivas del concreto

2.5.2. Albañilería

La ley constitutiva empleada para modelar el comportamiento a compresión de la albañilería fue tomada del modelo propuesto por Kaushik et al. (2007), la cual está conformada por tres zonas principales: (1) endurecimiento parabólico, (2) ablandamiento lineal y (3) esfuerzo residual, tal como se muestra en la Figura 2.7 (Kaushik et al., 2007).

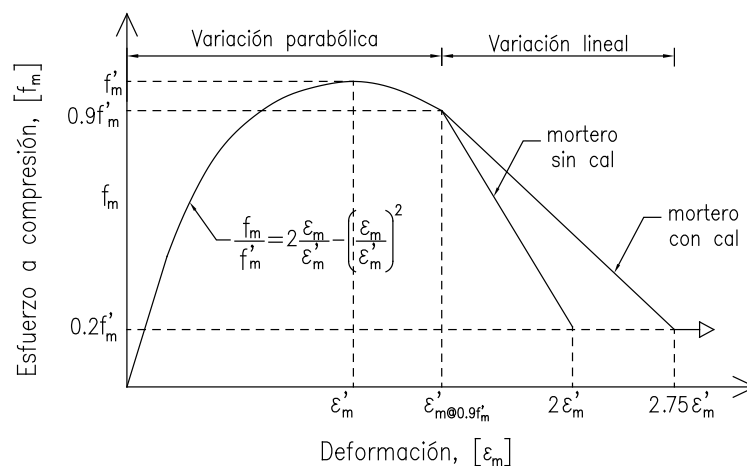


Figura 2.7. Ley constitutiva de la albañilería en compresión

Como se puede ver en la Figura 2.7, el esfuerzo residual está definido para un esfuerzo de $0,2f'_m$, sin embargo, en el presente trabajo este esfuerzo residual fue

fijado en $0,1f'_m$, siguiendo las recomendaciones de Lourenço (1997).

Respecto al comportamiento no lineal en tracción, se adoptó un decaimiento exponencial (*exponential softening*), el cual fue propuesto por Lourenço (1997) y viene dado por:

$$\sigma_t = f_{tm} e^{\left(-\frac{l_{eq} f_{tm}}{G_f} \kappa_t\right)} \quad (2.13)$$

donde f_t es la resistencia máxima a tracción de la albañilería expresado en $[MPa]$, G_f es la energía de fractura expresado en $[Nmm/mm^2]$, l_{eq} es una longitud efectiva que depende del tamaño del mesh, el tipo de elemento finito y el tipo de análisis, y κ_t es la deformación unitaria que define el eje de las abscisas de la ley constitutiva. Para efectos del presente trabajo, la longitud efectiva l_{eq} fue considerada como la diagonal de la cara de un elemento finito comprendida en el plano de carga. Este criterio estuvo basado en la búsqueda de una longitud característica que tome en cuenta la dirección del agrietamiento esperado en el material.

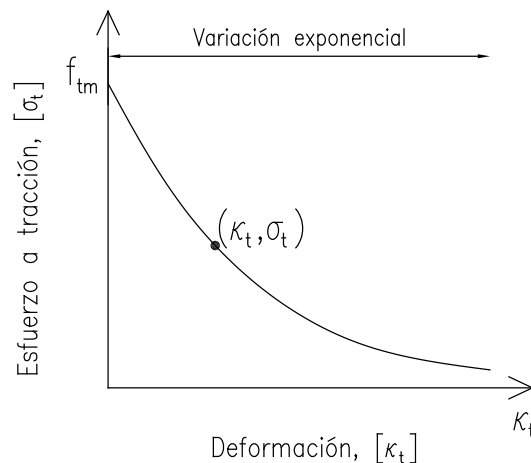


Figura 2.8. Ley constitutiva de la albañilería en tracción

2.5.3. Acero de refuerzo

Con el propósito de simplificar la clásica curva experimental que gobierna el comportamiento de las varillas de acero corrugado, este fue asumido elasto-plástico con una pendiente de endurecimiento (*hardening*) de 2%, tal como se muestra en la Figura 2.9.

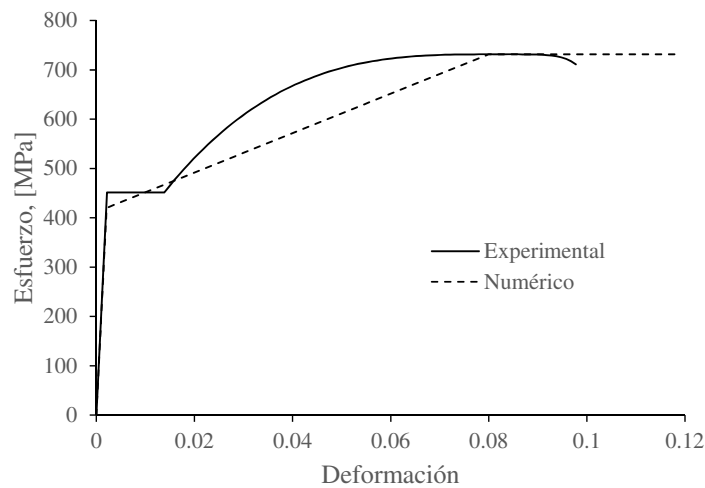


Figura 2.9. Ley constitutiva del acero de refuerzo

2.6. MODELOS DE DAÑO

Como se explicó en la sección 2.4, el CDP requiere una definición de los parámetros de daño que gobiernan la degradación de la rigidez inicial a lo largo del comportamiento no lineal de los materiales. Para ello, en esta sección se explican a detalle las formulaciones adoptadas para el concreto y albañilería.

2.6.1. Modelo de daño para el concreto

El modelo adoptado para el caso del concreto fue propuesta por Alfarah et al. (2017), lo cual es una actualización de la propuesta hecha por Lubliner et al. (1989); Lee y Fenves (1998). El concepto base para definir los parámetros de daño, en compresión y tracción, recae en la relación que existe entre el área bajo la curva correspondiente a un determinado punto $(\tilde{\varepsilon}_c^{ch}, \sigma_c)$ ó $(\tilde{\varepsilon}_t^{ck}, \sigma_t)$ perteneciente a la curva que define el comportamiento no lineal del material (Figura 2.10), al ser dividido por el área total bajo la curva. Este concepto puede expresarse matemáticamente tal como se muestra en las Eqs. 2.14.

$$d_c = \frac{1}{g_c} \int_0^{\tilde{\varepsilon}_c^{ch}} \sigma_c d\tilde{\varepsilon}_c^{ch} \quad (2.14a)$$

$$d_t = \frac{1}{g_t} \int_0^{\tilde{\varepsilon}_t^{ck}} \sigma_t d\tilde{\varepsilon}_t^{ck} \quad (2.14b)$$

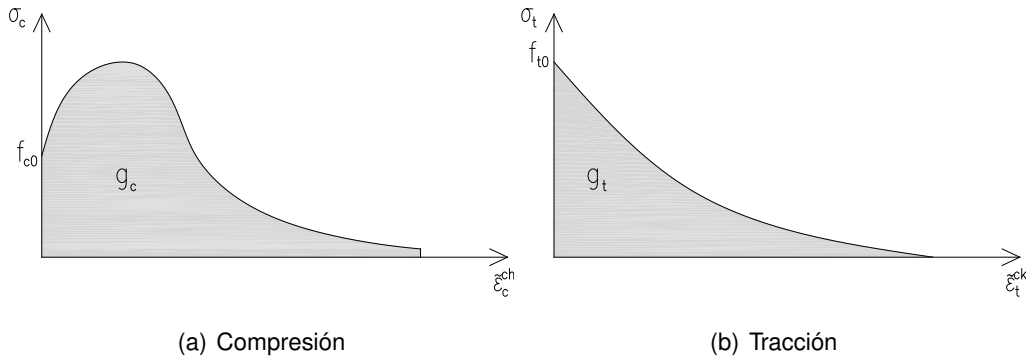


Figura 2.10. Definición de energías normalizadas

Las áreas bajo las curvas que definen el comportamiento no lineal del material a compresión y tracción (Figura 2.10), se conocen como energía normalizada de compresión, g_c , y energía normalizada de tracción, g_t , respectivamente. Estas energías normalizadas resultan de dividir las energías de aplastamiento y fractura, por la longitud característica: $g_c = G_{ch}/l_{eq}$ y $g_t = G_f/l_{eq}$. Por otro lado, debe notarse que el menor valor que pueden tomar las integrales en las Eqs. 2.14 es cero, mientras que el máximo valor son los respectivos valores de g_c y g_t , por lo tanto, queda demostrado que el rango de valores que pueden tomar las variables de daño es de 0 a 1.

De acuerdo a lo formulado por Alfarah et al. (2017), las funciones que definen las variables de daño vienen dadas por:

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + a_c} \left[2(1 + a_c)e^{-b_c \bar{\epsilon}_c^{ch}} - a_c e^{-2b_c \bar{\epsilon}_c^{ch}} \right] \quad (2.15a)$$

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + a_t} \left[2(1 + a_t)e^{-b_t \bar{\epsilon}_t^{ck}} - a_t e^{-2b_t \bar{\epsilon}_t^{ck}} \right] \quad (2.15b)$$

donde a_c , a_t , b_c y b_t son variables adimensionales. Como primer paso, a_c y a_t deben ser calculados según:

$$a_c = 2(f'_{cm}/f_{c0}) - 1 + 2\sqrt{(f'_{cm}/f_{c0})^2 - (f'_{cm}/f_{c0})} \quad (2.16a)$$

$$a_t = 2(f_{tm}/f_{t0}) - 1 + 2\sqrt{(f_{tm}/f_{t0})^2 - (f_{tm}/f_{t0})} \quad (2.16b)$$

donde f_{c0} representa el esfuerzo límite del comportamiento lineal-elástico del material a compresión. En este trabajo, este esfuerzo fue considerado como $f_{c0} =$

$40\%f'_{cm}$, lo que resultó en un valor de $a_c = 7,873$. f_{t0} es el esfuerzo de agrietamiento por tracción, es decir $f_{t0} = f_{tm}$, lo que resultó en un valor de $a_t = 1$. Luego, como segundo paso, b_c y b_t pueden ser calculados según:

$$b_c = \frac{f_{c0}l_{eq}}{G_{ch}} \left(1 + \frac{a_c}{2}\right) \quad (2.17a)$$

$$b_t = \frac{f_{t0}l_{eq}}{G_f} \left(1 + \frac{a_t}{2}\right) \quad (2.17b)$$

Una vez calculados los cuatro parámetros adimensionales, ya se pueden calcular las variables de daño a compresión y tracción (Eq. 2.15) en función de las deformaciones de aplastamiento ($\tilde{\varepsilon}_c^{ch}$) y de agrietamiento ($\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$), respectivamente. Es preciso aclarar que estas deformaciones corresponden al sector no lineal del comportamiento del material, por lo que su valor cero se sitúa en el límite del comportamiento lineal del material (Figura 2.10). Para calcular las deformaciones de aplastamiento y de agrietamiento, en cualquier punto de la ley constitutiva que define el comportamiento a compresión y tracción de un material, respectivamente, se puede hacer uso de las siguiente expresiones:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{ch} = \varepsilon_c - \sigma_c/E_0 \quad (2.18a)$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \sigma_t/E_0 \quad (2.18b)$$

donde ε_c y ε_t son las deformaciones totales de las curvas constitutivas a compresión y tracción, respectivamente. Y σ_c y σ_t son los esfuerzos asociados a dichas deformaciones. Es conveniente mencionar que las expresiones mostradas en la Eq. 2.18 resultan de hacer la equivalencia de $\tilde{\varepsilon}_c^{ch}$ y $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ con aquellas deformaciones plásticas que se obtendrían en un caso de plasticidad clásica, tal como se muestra en las Figuras 2.4 y 2.11.

Como datos de entrada, dentro de la definición del CDP, Abaqus requiere valores tabulares de la parte no lineal de las leyes constitutivas, esto es coordenadas $(\sigma_c, \tilde{\varepsilon}_c^{ch})$ ó $(\sigma_t, \tilde{\varepsilon}_t^{ck})$ según corresponda, y valores tabulares de la definición de los parámetros de daño, $(d_c, \tilde{\varepsilon}_c^{ch})$ ó $(d_t, \tilde{\varepsilon}_t^{ck})$ según corresponda. No obstante, al observar la Figura 2.11 (Abaqus, 2014) es fácil descifrar que $\tilde{\varepsilon}^{pl}$ es una variable positiva y ascendente en todo su dominio, teniendo como valor inicial $\tilde{\varepsilon}^{pl} = 0$ en el inicio del comportamiento no lineal del material. Este criterio es usado por Abaqus para

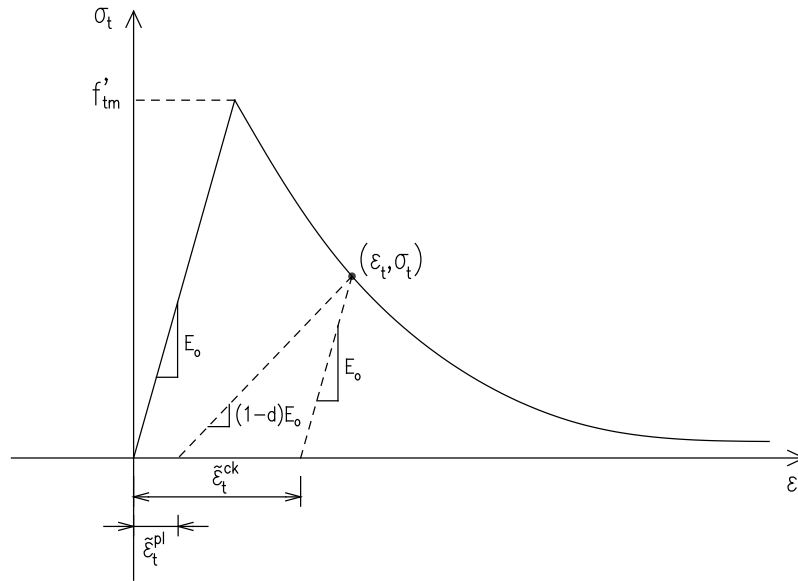


Figura 2.11. Definición de la deformación de agrietamiento $\tilde{\epsilon}_t^{ck}$

verificar que la definición de daño en el CDP es correcto. Para ello, Abaqus utiliza las siguientes expresiones para calcular $\tilde{\epsilon}^{pl}$:

$$\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \tilde{\epsilon}_c^{ch} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (2.19a)$$

$$\tilde{\epsilon}_t^{pl} = \tilde{\epsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (2.19b)$$

Si por alguna razón, $\tilde{\epsilon}^{pl}$ resulta negativo o decreciente, Abaqus arroja un error, debiendo así revisar que la definición del daño sea la correcta. En el presente trabajo, se probaron diferentes propuestas para la definición de daño, tales como las propuestas hechas por Jankowiak y Lodygowski (2005), Park et al. (1987) y Alfarah et al. (2017). Durante las pruebas, la propuesta de Alfarah et al. (2017) mostró resultados más coherentes, a comparación de las otras propuestas, al contrastar resultados numéricos y experimentales. Por esta razón, dicha propuesta fue adoptada tal como fue detallada en esta sección.

2.6.2. Modelo de daño para la albañilería

El modelo adoptado para el caso de la albañilería fue propuesto por Park et al. (1987), el cual es conocido como la regla del pivot. Este modelo consiste en definir la degradación de rigidez del material, tanto en compresión como en tracción, a través de una recta que nace desde un punto situado en la extensión de la parte

lineal-elástica de la ley constitutiva que define el comportamiento del material, y que intersecta la curva o ley constitutiva (Figura 2.12, extraída de Agnihotri et al. (2013)).

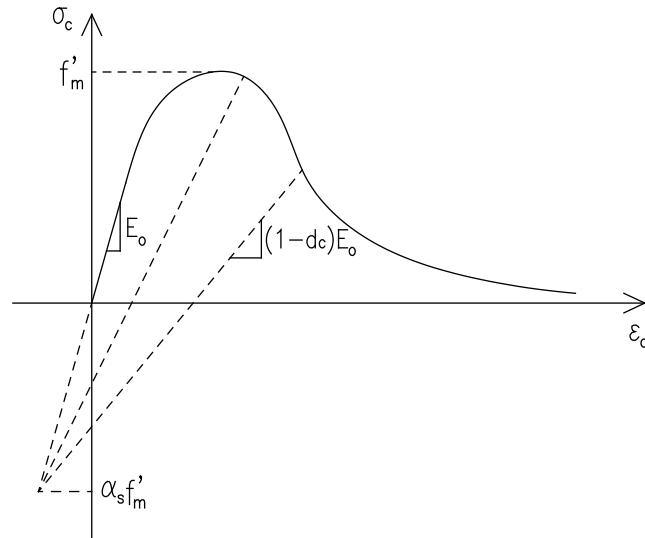


Figura 2.12. Regla del pivot para la degradación de rigidez en compresión

Tal como se muestra en la Figura 2.12 el punto pivot se ubica en la prolongación de la recta que define la rigidez inicial del material hasta una ordenada $\alpha_s f'_{cm}$, donde α_s es una variable independiente. Agnihotri et al. (2013) recomiendan un valor de $\alpha_s = 2$, el cual fue utilizado en este trabajo mostrando resultados satisfactorios. Luego, las expresiones que definen los parámetros de daño, tanto en compresión como en tracción, quedan definidos por:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t + \alpha_s f'_{tm}}{E_0 \varepsilon_t + \alpha_s f'_{tm}} \quad (2.20a)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c + \alpha_s f'_m}{E_0 \varepsilon_c + \alpha_s f'_m} \quad (2.20b)$$

2.7. ANÁLISIS DINÁMICO EXPLÍCITO

Todo ensayo que involucre cargas incrementales con una cierta velocidad de aplicación, representa un evento dinámico. Sin embargo, a medida que la velocidad de aplicación de la carga se atenúa, los efectos dinámicos decrecen. A este tipo

de eventos se les conoce como eventos quasi-estáticos. De hecho, este tipo de ensayos son los que normalmente se conducen en laboratorio con el propósito de explorar el comportamiento no lineal de muros de albañilería confinada cuando son sometidos a cargas laterales ya sea cíclicas o monotónicas.

Dentro del proceso de solución numérica, Abaqus ofrece dos tipos de solucionadores que son los encargados de realizar el esfuerzo computacional en la búsqueda de la solución del problema matemático que representa el modelo de elementos finitos del muro de albañilería confinada al ser sometido a un evento quasi-estático. El primero es conocido como solucionador *implícito*, el cual involucra la solución de ecuaciones de equilibrio tal como si se estuviera resolviendo un evento estático. No obstante, dada la no linealidad del problema, es necesario realizar iteraciones con un determinado criterio de convergencia. Para ello, el solucionador implícito fuerza el equilibrio entre fuerzas externas e internas del modelo y en caso que dicho equilibrio no converge, se añaden ciertas correcciones mediante el método de Newton Raphson para intentar buscar una nueva convergencia. Este proceso de introducir correcciones se lleva a cabo hasta que la diferencia entre fuerzas externas e internas esté por debajo de un determinado valor conocido como criterio de convergencia. Caso contrario, Abaqus detiene la corrida del modelo mostrando un mensaje de error referido a la no convergencia. Por otro lado, debe notarse que al resolver ecuaciones de equilibrio, el solucionador implícito requiere invertir la matriz de rigidez en cada intento de solución lo cual, sin duda alguna, representa un trabajo bastante pesado aún para un ordenador, teniendo en cuenta que la matriz de rigidez es una matriz cuadrada totalmente acoplada del mismo orden que el número de grados de libertad del modelo. Este hecho hace que resolver un modelo con tantos grados de libertad como el muro M01 (Figura 3.1), resulte demasiado costoso en términos computacionales.

La segunda alternativa que ofrece Abaqus es conocida como solucionador *explícito*, la cual en lugar de resolver ecuaciones de equilibrio, resuelve ecuaciones dinámicas. Esto significa que no necesita forzar un equilibrio entre fuerzas externas e internas, por lo tanto, no requiere un criterio de convergencia. Por otro lado, mientras que el solucionador implícito resuelve desplazamientos (ecuaciones de equilibrio), el solucionador explícito resuelve aceleraciones (ecuaciones dinámicas), para lo cual requiere invertir la matriz de masas que es una matriz diagonal

desacoplada. Esto, sin duda, resulta mucho más económico en términos computacionales. No obstante, debe tenerse claro que la precisión en los resultados de un análisis explícito se ve reducida cuando se hacen muy pocas discretizaciones en cada paso de tiempo a resolver. Lo contrario ocurre cuando se hacen muchas discretizaciones, lo cual mejora considerablemente la precisión en los resultados del análisis. Por esta razón, Abaqus internamente realiza eficientemente un gran número de discretizaciones en cada paso de tiempo a resolver con el propósito de obtener resultados competentes. Así mismo, se debe tener en cuenta que el solucionador explícito, dentro de su formulación matemática, incluye los efectos cinemáticos propios del fenómeno a resolver en la respuesta general del modelo. Ante ello, es necesario aplicar las cargas muy lentamente con el propósito de minimizar los efectos cinemáticos. Por tanto, es necesario controlar en toda la duración del ensayo, que la energía cinética sea una porción casi despreciable de la energía interna del modelo. Según diversos estudios, es aconsejable restringir la energía cinética a menos de 1 % de la energía interna del modelo (Abdullah et al., 2007; Karapitta et al., 2011). Esto ayuda a garantizar que los efectos cinemáticos sean despreciables en la solución general del problema.

CAPÍTULO III: MODELAMIENTO NUMÉRICO

En el presente capítulo se presenta el procedimiento a seguir para la evaluación numérica del efecto de la esbeltez en la fuerza cortante que origina el primer agrietamiento de los muros de albañilería confinada. Para ello, en primer lugar, se muestran las configuraciones de los muros modelados: geometría y armadura de refuerzo. Luego, se detalla el procedimiento y algunas consideraciones adoptadas para la modelación numérica de estos muros en el software comercial Abaqus. Finalmente, se presenta un proceso de validación que permitió corroborar la confiabilidad de los resultados extraídos del modelo de elementos finitos adoptado.

3.1. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN NUMÉRICA

Con el propósito de evaluar el efecto de la esbeltez en el cálculo de la fuerza cortante de agrietamiento en muros de albañilería confinada se dispuso someter varios muros, con diferentes relaciones de esbeltez (H/L), a cargas laterales monotónicas. Se eligió un total de 7 muros a fin de contar con un muro que tenga una relación H/L unitaria (muro de referencia), 3 menor a la unidad y 3 mayor a la unidad. En efecto, las relaciones de esbeltez escogidas estuvieron comprendidas entre 0,24 y 2,00. Todo esto con el propósito de reconocer el instante en que se generaban las primeras grietas en los paneles de albañilería, las fuerzas laterales asociadas y la variación de las mismas conforme varían las relaciones de esbeltez.

Las Figuras 3.1 y 3.2 muestran la geometría de los muros modelados y el típico detalle de armadura de refuerzo, respectivamente. Es preciso señalar que la geometría de los muros obedece a ciertos criterios que no necesariamente se encuentran en la realidad. Por ejemplo, los volados en las vigas de confinamiento tienen como propósito facilitar la aplicación de la carga lateral a través de un actuador dinámico, así como simular el efecto de diafragma rígido. Por otro lado, las vigas de cimentación sirven como medio de anclaje de los muros a una losa de

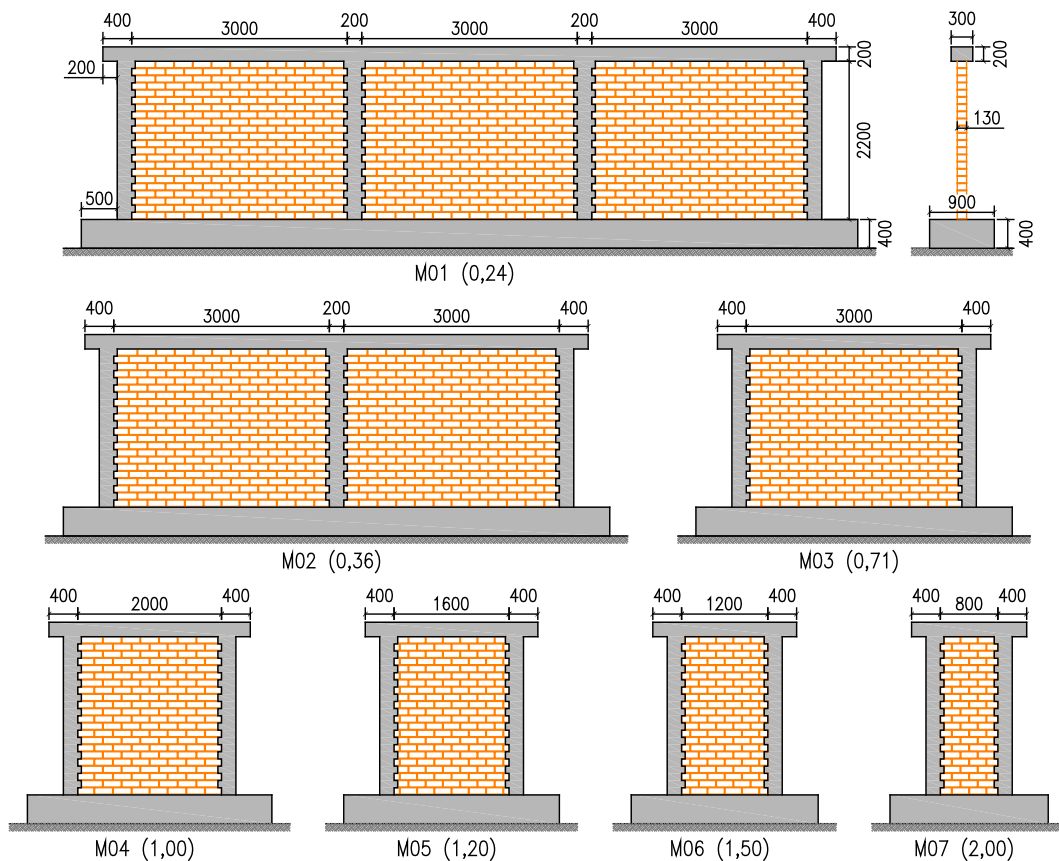


Figura 3.1. Geometría de muros modelados (H/L)

reacción tal como se muestra en la Figura 3.4

3.2. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Los modelos numéricos fueron desarrollados en el software comercial Abaqus, el cual utiliza el método numérico de los elementos finitos para resolver las ecuaciones diferenciales asociadas al fenómeno físico modelado. Los elementos de concreto (cimentación, columnas y viga) y albañilería fueron modelados como elementos continuos tridimensionales de 8 nodos con integración reducida (C3D8R), mientras que las varillas de acero corrugado fueron modelados como elementos tridimensionales tipo *Truss* de 2 nodos (T3D2). El contacto entre las varillas de acero corrugado y el concreto fue asumido como una adhesión perfecta, es decir, se asumió que no existen desplazamientos relativos entre ellos y que ambos sufren los mismos niveles de deformación. Esto fue posible mediante la aplicación de un *constrain* del tipo *embedded*, el cual es un tipo de restricción que forma parte de la biblioteca del Abaqus.

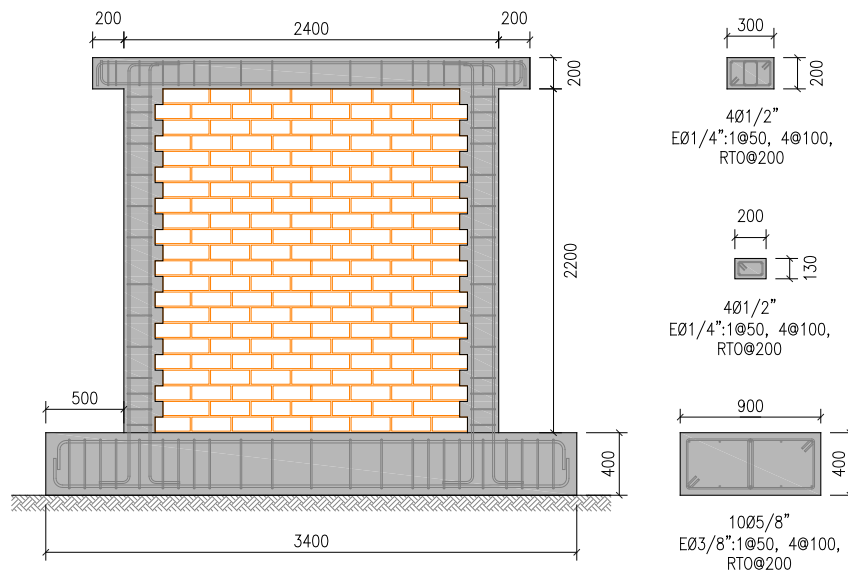


Figura 3.2. Detalle típico de armadura de refuerzo

Con respecto a las condiciones de borde, se tomó en consideración el esquema de ensayo mostrado en la Figura 3.3 (Yacila et al., 2019b). Este esquema fue elegido por ser empleado en los ensayos experimentales conducidos por Manchego y Pari (2016), cuyos resultados fueron empleados para calibrar las propiedades mecánicas de los materiales en un modelo de elementos finitos (Yacila et al., 2019a). Debe notarse en la Figura 3.3, que los muros fueron fijados verticalmente a una losa de reacción mediante dos gatos hidráulicos, uno en cada extremo de las vigas de cimentación. Además de fijar verticalmente los muros, estos gatos hidráulicos debían evitar el volteo de los mismos. Lateralmente, el muro contó con un tercer gato hidráulico, el cual tenía como función evitar su deslizamiento horizontal. Finalmente, un cuarto gato hidráulico fue empleado para aplicar la carga vertical. Esta carga, como se puede ver en la Figura 3.3, tuvo lugar a través de dos vigas de acero, las cuales tenían como objetivo repartir la carga de manera uniforme sobre la viga de confinamiento.

Numéricamente, la losa de reacción, el actuador dinámico y el gato hidráulico destinado a evitar el deslizamiento lateral del muro, fueron modelados como superficies rígidas. Los gatos hidráulicos destinados a la fijación vertical del muro, fueron modelados como apoyos tipo rodillo, donde solo el desplazamiento vertical fue restringido. Es preciso señalar que durante los ensayos conducidos por Manchego y Pari (2016), se detectó que estos gatos hidráulicos contaban con una presión inicial

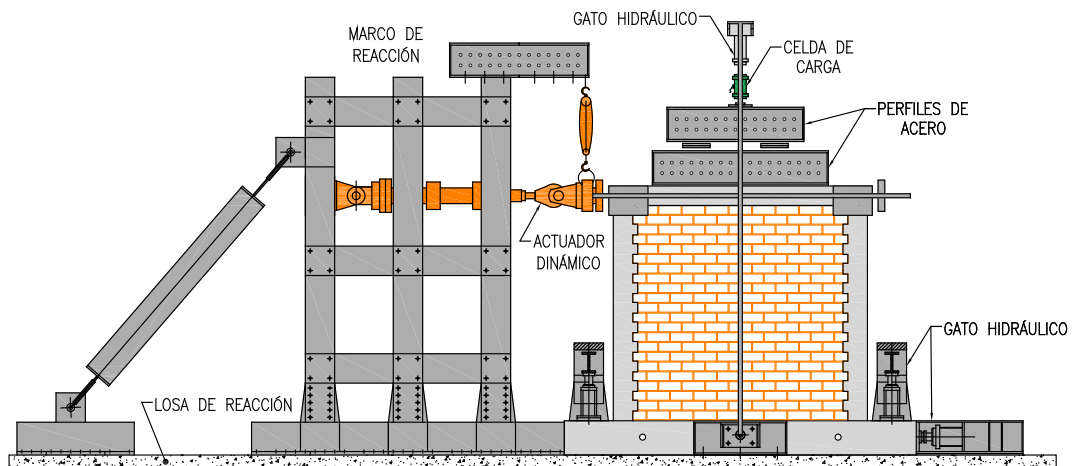


Figura 3.3. Esquema de ensayo experimental

previo al ensayo, la cual se incrementó conforme se impedía el levantamiento de la cimentación provocado por el incremento de los desplazamientos horizontales en la viga de confinamiento. Para tomar esto en consideración, la misma restricción tipo rodillo fue aplicada en la base de la viga de cimentación en un área resultante de proyectar el área superior por una pendiente 2:1 tal como se muestra en la Figura 3.4. Esta pendiente resultó de un análisis estructural en el cual se registró la trayectoria de los esfuerzos de compresión en la altura de la cimentación por efecto de una carga distribuida en la cara superior, tal como se muestra en la Figura 3.5. Para dicho análisis, se modeló una viga tridimensional de 1,00 m de longitud y las mismas dimensiones transversales de la viga de cimentación de los muros. Como el objetivo de este análisis era solo analizar la trayectoria de los esfuerzos de compresión, se aplicó una carga distribuida de 1,00 MPa sobre un área equivalente al área definida por las gatas hidráulicas ubicadas sobre la viga de cimentación (Figura 3.4). Los resultados de este análisis demostraron que dicha pendiente proyecta de forma correcta un área en la cual concurren los mayores esfuerzos de compresión en la base de la cimentación. Fuera de esta área se puede decir que los efectos de la carga superior son despreciables.

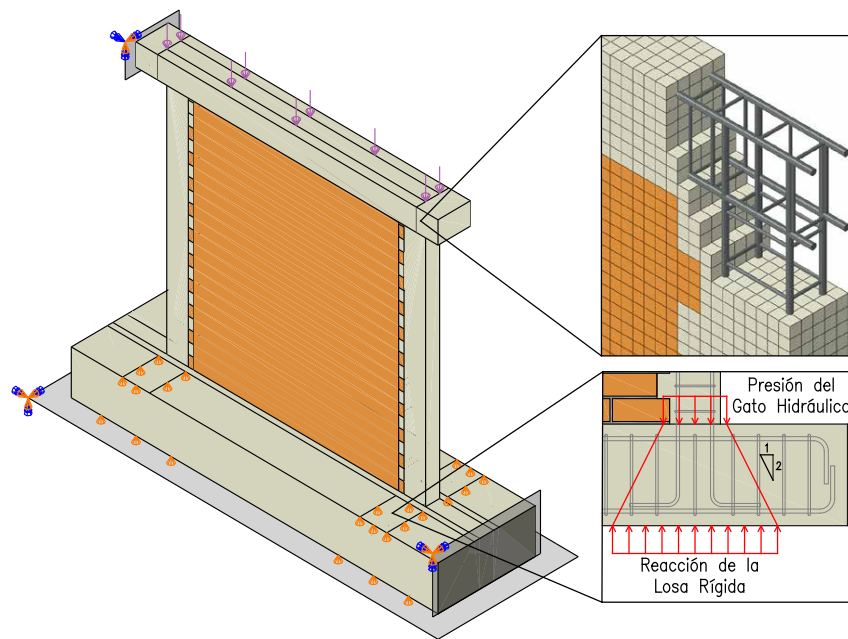
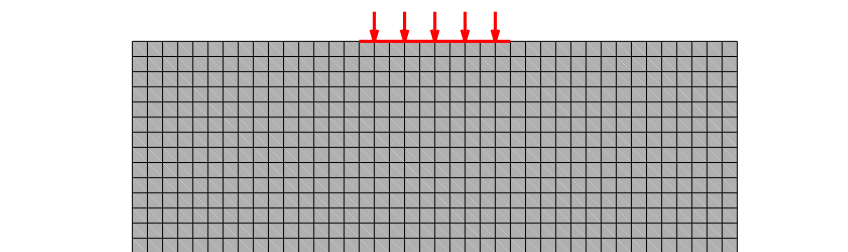
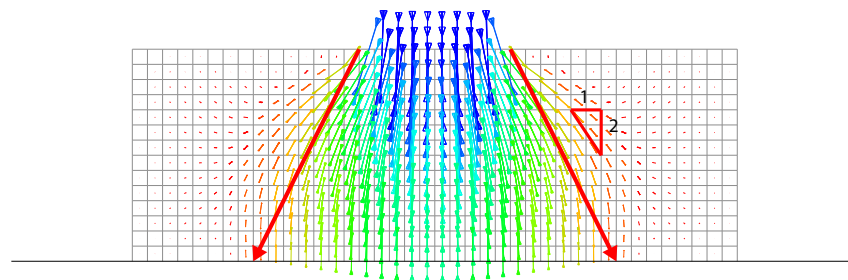


Figura 3.4. Modelo numérico



(a) Modelo de elementos finitos



(b) Trayectoria de esfuerzos en compresión

Figura 3.5. Definición de trayectoria para esfuerzos de compresión

Finalmente, la carga vertical fue aplicada como una carga uniformemente distribuida de 0,82 MPa, magnitud que resultó de un metrado de cargas asumiendo el peso de una edificación de 4 pisos sobre un muro situado en el primer nivel.

3.3. VALIDACIÓN DEL MODELO

En un estudio realizado por el autor de esta tesis (Yacila et al., 2019a), se realizó el modelamiento numérico de dos muros de albañilería confinada (con y sin carga vertical), con el objetivo de reproducir los resultados experimentales de la campaña experimental conducida por Manchego y Pari (2016). Esta campaña experimental consistió en el ensayo de 3 muros sin carga vertical y 3 muros con carga vertical, los cuales fueron sometidos a cargas laterales cíclicas.

El proceso de validación se llevó a cabo mediante la comparación de los resultados extraídos de los modelos numéricos con los experimentales en términos de curvas de capacidad y patrones de agrietamiento. La Figura 3.6 (Yacila et al., 2019a) muestra la comparación en términos de curvas de capacidad, donde es posible observar una buena concordancia entre resultados numéricos y experimentales. El primer caso (sin carga vertical) mostró mayor capacidad de deformación lateral (ductilidad), lo cual era de esperarse ya que si bien la carga vertical brinda al muro mayor rigidez inicial y capacidad de carga, al mismo tiempo disminuye su capacidad de deformación lateral, lo cual puede observarse claramente en la Figura 3.6b. Adicionalmente, debe notarse que en el segundo caso, el modelo numérico muestra una reducción en la capacidad de carga del muro, a partir de una magnitud de desplazamiento de 7,5 mm, que no cae perfectamente dentro de la zona geométrica que representa los resultados experimentales. Según Yacila et al. (2019a), esto se debe a que durante los ensayos experimentales se registraron oscilaciones en la carga vertical aplicada, las cuales fueron mucho más significativas a partir de la magnitud del desplazamiento antes mencionada. Al no contar con un registro del rango de estas oscilaciones, fue imposible capturar este fenómeno en el modelo numérico. No obstante, en el caso real, un muro no sufre estas oscilaciones de carga vertical por lo que numéricamente se optó por mantener constante esta carga durante el ensayo.

La Figura 3.7 (Yacila et al., 2019a) muestra la comparación de los patrones de agrietamiento, donde también es posible observar buena concordancia entre los resultados experimentales y numéricos. Debe recordarse que los ensayos experimentales fueron cíclicos mientras que los numéricos monotónicos, por lo tanto, la concordancia es evaluada únicamente con la mitad de los muros experimentales

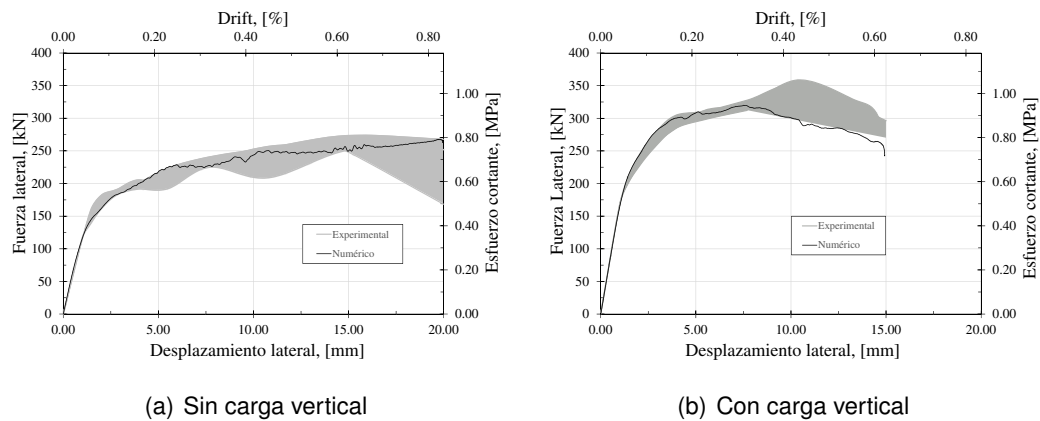


Figura 3.6. Validación de curvas de capacidad

tal como se puede intuir de la Figura 3.7. Es importante observar las grietas generadas en la viga de cimentación, lo cual significó un comportamiento no deseado. Esto se debió a dos razones: (1) la sección reducida de la viga de cimentación [300mm x 350mm], lo que significó una rigidez flexionante muy baja, y (2) la inadecuada ubicación de los gatos hidráulicos destinados a fijar verticalmente la viga (Figura 3.3). Por esta razón, en el presente trabajo, se incrementó la sección de la viga de cimentación (Figura 3.2) y se cambió la ubicación de los gatos hidráulicos al pie de las columnas como se muestra en la Figura 3.4. Por otro lado, experimentalmente no se observó similar grieta en la viga de cimentación para el caso del muro con carga vertical. Esta diferencia es atribuida al fenómeno oscilante de la carga vertical previamente discutido.

Para efectos del presente trabajo, la Figura 3.6 muestra que el modelo numérico permitió capturar perfectamente la rigidez inicial y el instante en que se genera el primer agrietamiento en el panel de albañilería. Por ello, se adoptaron las mismas propiedades mecánicas de los materiales empleadas por Yacila et al. (2019a), las cuales se muestran en el Cuadro 3.1.

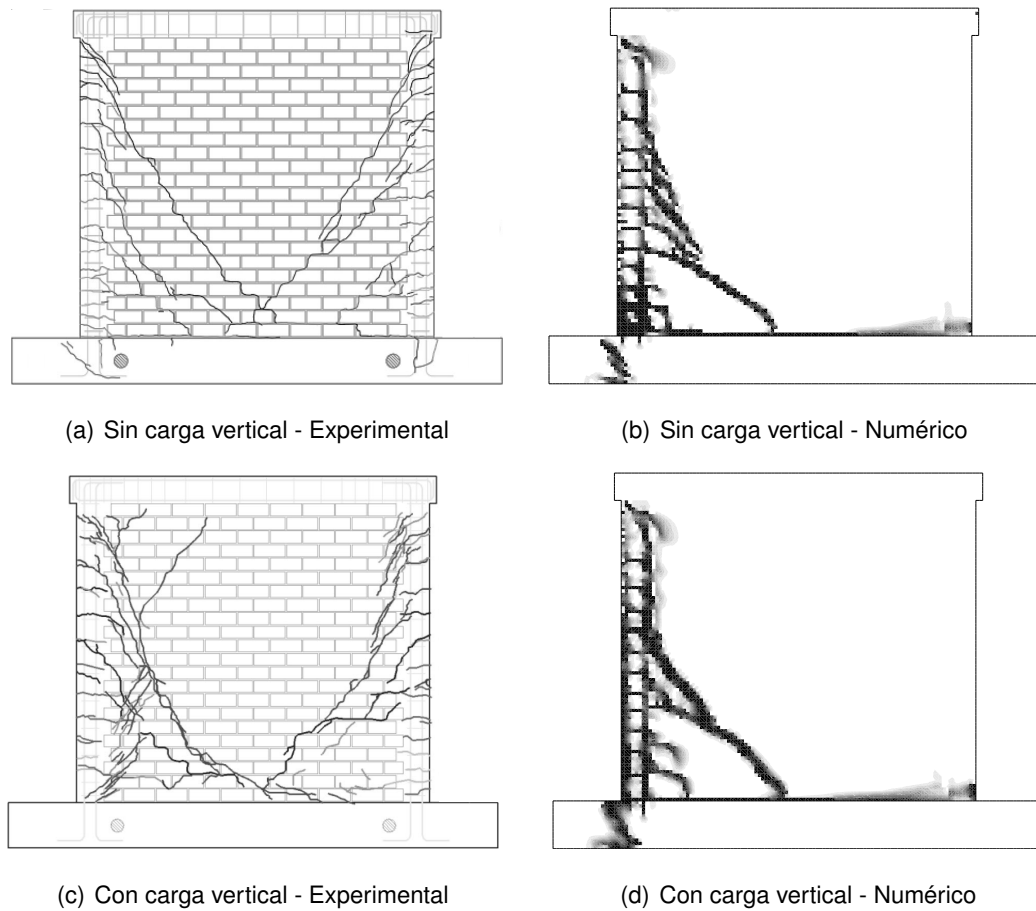


Figura 3.7. Validación de patrones de agrietamiento

Cuadro 3.1. Propiedades mecánicas de los materiales

Material	E_0 [MPa]	ν [-]	$f'_{cm}(f'_m)$ [MPa]	$f_{tm}(f_y)$ [MPa]	G_{ch} [N/mm]	G_f [N/mm]
Concreto de cimentación	25900	0,15	27,50	2,75	13,70	0,137
Concreto de columnas	24400	0,15	23,50	2,47	11,60	0,129
Concreto de viga	27500	0,15	31,50	3,00	14,90	0,136
Albañilería	5700	0,15	(10,00)	1,20	-	0,10
Acero de refuerzo	200000	0,30	-	(420)	-	-

CAPÍTULO IV: DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo, se analizan y discuten los resultados obtenidos de los siete modelos desarrollados en Abaqus. Este análisis se enfoca en el efecto que tiene el aspecto geométrico (esbeltez) en la fuerza lateral que provoca el agrietamiento del panel de albañilería en un muro de albañilería confinada. Luego del análisis, se propone una nueva expresión para el factor que toma en cuenta la esbeltez en la fórmula que calcula la fuerza de agrietamiento, en muros de albañilería confinada, la cual está contemplada en la norma peruana E070.

4.1. RESULTADOS NUMÉRICOS

4.1.1. Patrones de agrietamiento

El tipo de falla de los muros de albañilería confinada cuando son sometidos a cargas laterales, en el plano que los contiene, está gobernado por grietas generadas por efectos de flexión y corte. Las grietas por flexión son las primeras en aparecer; comienzan a desarrollarse en la parte baja de las columnas externas de confinamiento para luego desarrollarse en altura. Por otro lado, existe la posibilidad de que las grietas por corte no puedan desarrollarse. Esto dependerá de la geometría de los muros, de la presencia y magnitud de la carga vertical, y de la forma en que la fuerza lateral es aplicada. Con respecto a la geometría de los muros, conforme aumenta la esbeltez de los muros ($H/L > 1$) estos tienden a desarrollar grietas predominantemente por flexión. Caso contrario ocurre cuando la esbeltez de los muros disminuye ($H/L < 1$), ya que en este caso los efectos por flexión se reducen considerablemente y los efectos por corte toman mayor importancia. No obstante, si la carga vertical no es lo suficientemente alta puede que no se lleguen a desarrollar grietas por corte, incluso si los muros son lo suficientemente robustos. Igualmente, si la carga vertical es lo suficientemente alta puede que se desarrollen grietas por corte en muros esbeltos, tal como se muestra en la Figura

4.1 ((a) extraída de Pérez et al. (2013)). Finalmente, la aplicación de la carga vertical es normalmente tratada en laboratorio como una carga lenta con el propósito de evitar efectos cinemáticos en la respuesta de los muros. En consecuencia, este tratamiento también fue considerado dentro de los modelos numéricos al aplicar la carga lateral a través de una amplitud denominada *smooth step*, A , la cual tiene como característica el iniciar y concluir la aplicación de la carga con velocidad nula (Figura 4.2, adaptada de Abaqus (2014)).

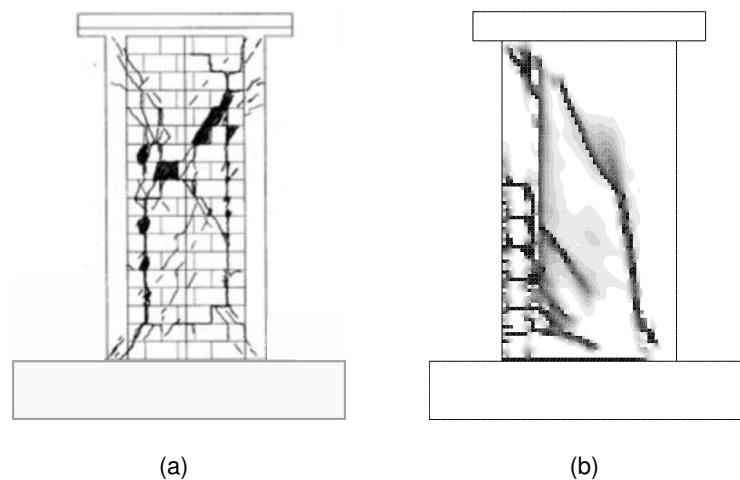


Figura 4.1. Patrones de falla en muros esbeltos con carga axial elevada

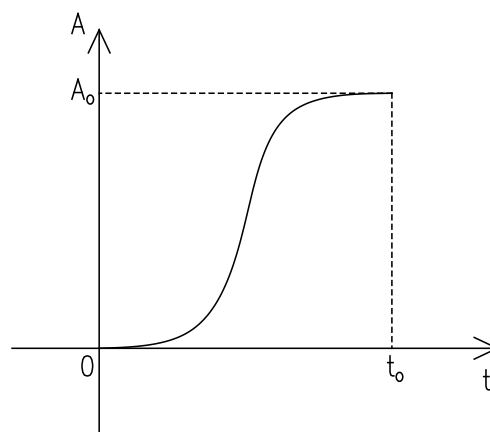


Figura 4.2. Definición de smooth step

En la Figura 4.3 se muestran los patrones de agrietamiento de los 7 modelos desarrollados en Abaqus. De acuerdo a lo mencionado anteriormente, debe notarse que todos los muros desarrollaron grietas por flexión en la columna izquierda que fue la más cercana al punto de aplicación de carga lateral. Con respecto a las

grietas generadas en el panel de albañilería, los muros M01-03 y M06-07 desarrollaron predominantemente grietas generadas por flexión, aunque los muros M01-02 tuvieron algunos efectos de corte evidenciados por las grietas diagonales que se generaron a partir de la columna central y de la viga de confinamiento. Los muros M04-05 si mostraron una falla típica de corte, la cual es caracterizada por grietas a lo largo de la diagonal de los muros. Esto refuerza la hipótesis antes descrita, de que la carga vertical fue suficiente para aprovechar la resistencia a corte de la albañilería.

4.1.2. Curvas de capacidad

Una de las ventajas de realizar un análisis pushover no lineal, es que permite obtener una curva de capacidad monotónica con muy buena aproximación de lo que sería una curva de capacidad extraída de un ensayo cíclico, tal como lo mostró Belletti et al. (2016). Las Figuras 4.4, 4.5 y 4.6 muestran las curvas de capacidad de los 7 muros modelados. En estas curvas se identificaron los siguientes parámetros: (1) Fuerza de agrietamiento, V_m , según la norma E070, (2) la fuerza de agrietamiento que realmente se presentó en el muro, V_{ag} , y (3) la capacidad máxima de carga, V_{max} . Estos valores fueron identificados para cada muro y se muestran en el Cuadro 4.1. Debe aclararse que el eje horizontal secundario en cada gráfica de las Figuras 4.4, 4.5 y 4.6 corresponde a la deriva que resulta de dividir los desplazamientos laterales por la altura del muro (2400 mm). Igualmente, el eje vertical secundario en cada gráfica corresponde a un esfuerzo normalizado que resulta de dividir la fuerza lateral por el área de la sección transversal de cada muro.

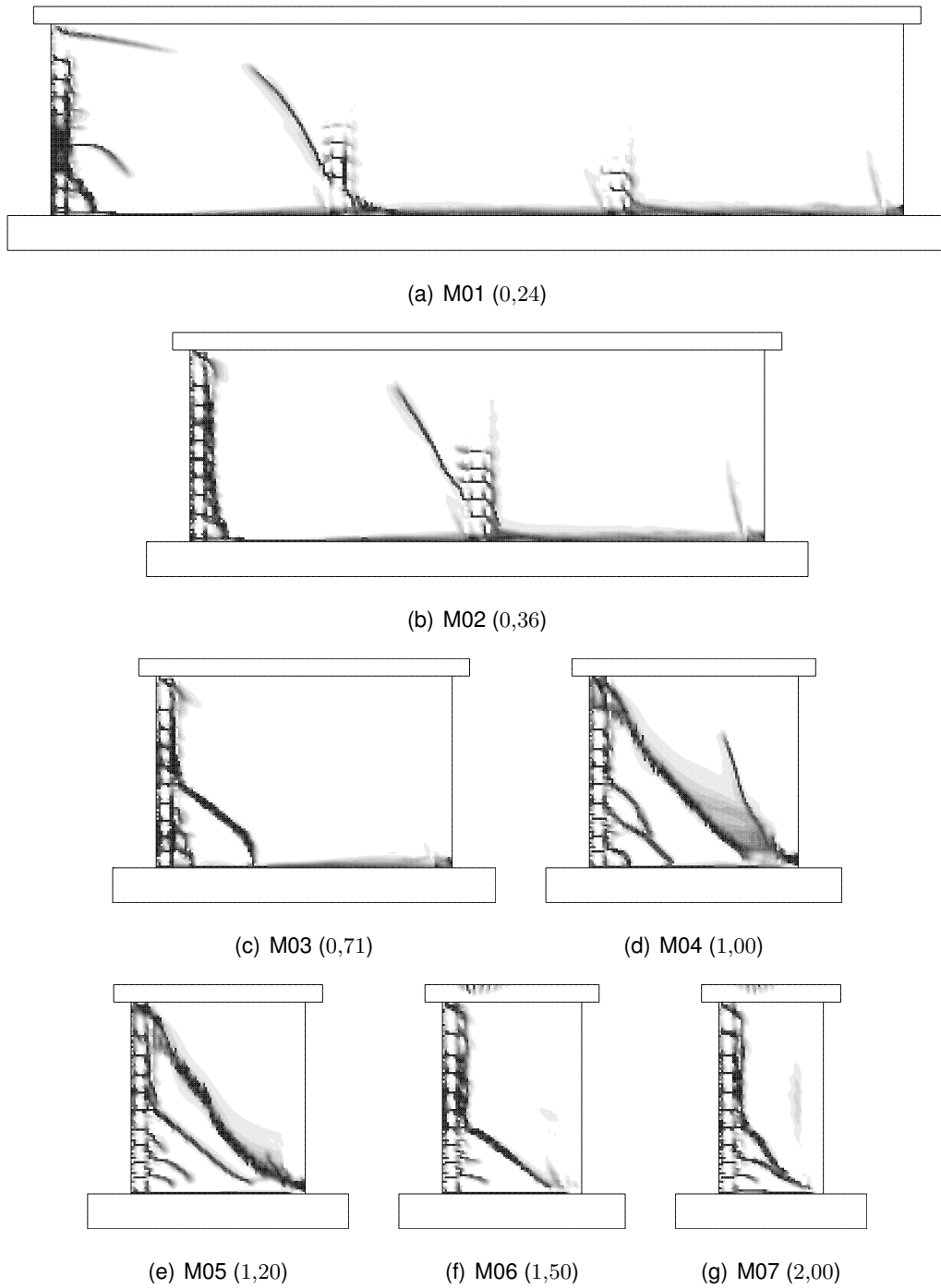
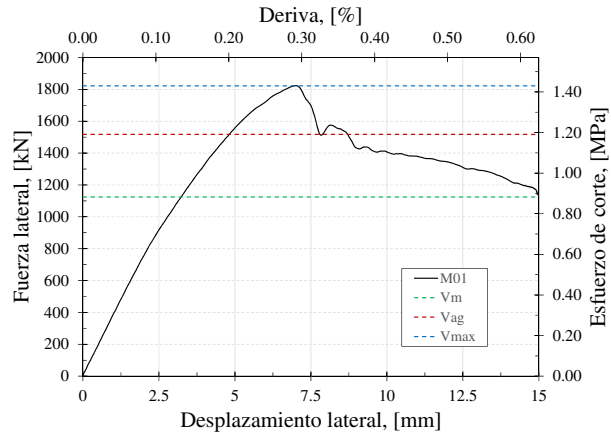
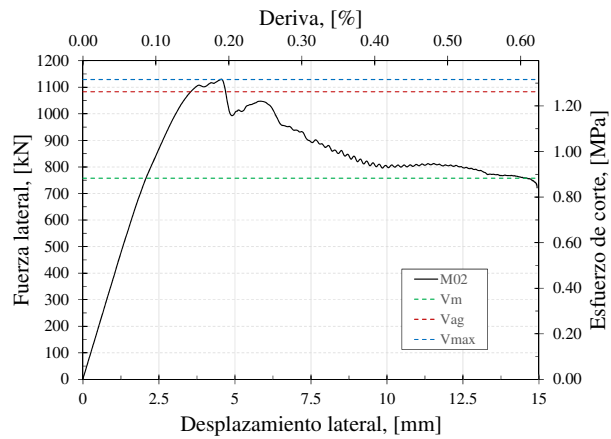


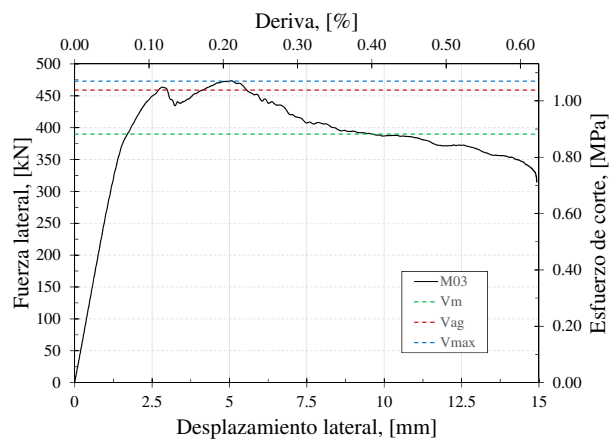
Figura 4.3. Patrones de agrietamiento de muros modelados (H/L)



(a) M01 (0,24)

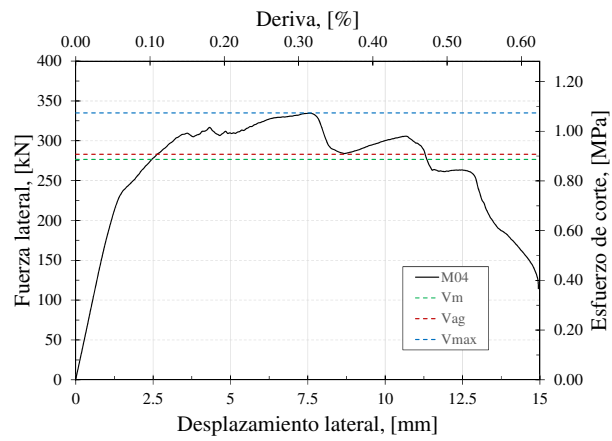


(b) M02 (0,36)

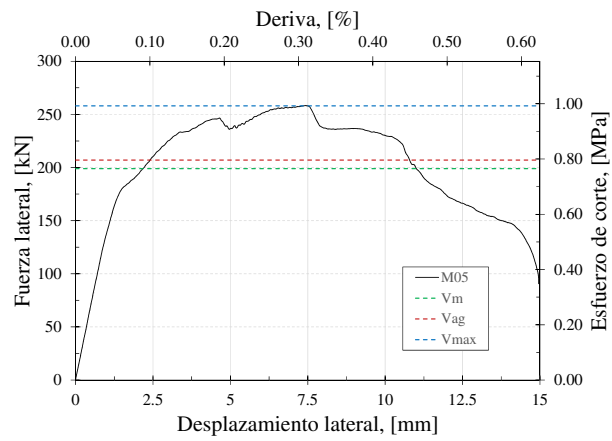


(c) M03 (0,71)

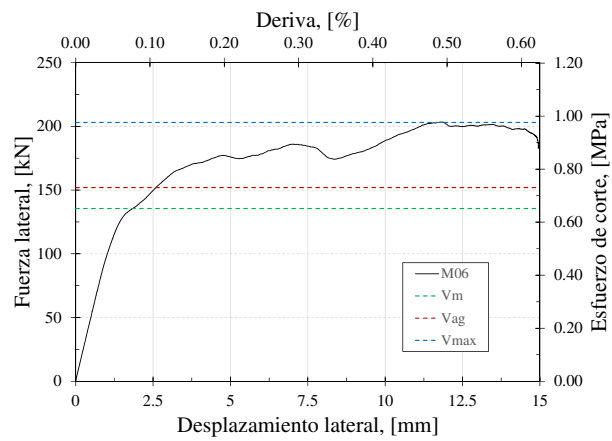
Figura 4.4. Curvas de capacidad de muros modelados (H/L) - Parte 1/3



(a) M04 (1,00)

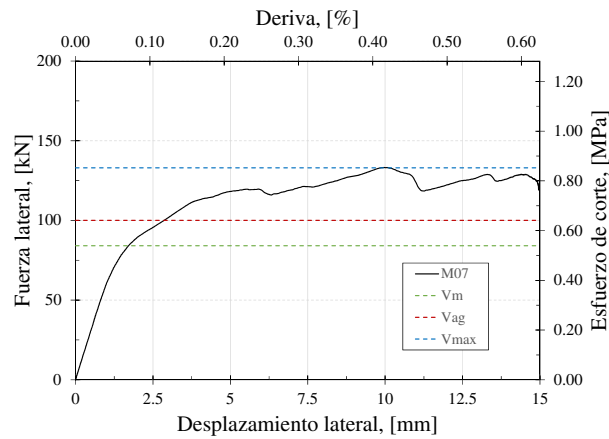


(b) M05 (1,20)



(c) M06 (1,50)

Figura 4.5. Curvas de capacidad de muros modelados (H/L) - Parte 2/3



(a) M07 (2,00)

Figura 4.6. Curvas de capacidad de muros modelados (H/L) - Parte 3/3

Cuadro 4.1. Parámetros identificados en las curvas de capacidad

Muro	H/L	V_m [kN]	V_{ag} [kN]	V_{max} [kN]
M01	0,24	1124,63	1619,00	1822,00
M02	0,36	757,31	1083,00	1129,00
M03	0,71	389,99	459,00	473,00
M04	1,00	276,64	283,00	335,00
M05	1,20	198,88	207,00	258,00
M06	1,50	135,47	152,00	203,00
M07	2,00	84,11	100,00	133,00

Es preciso mencionar que la norma E070, si bien nos da una expresión para calcular V_m , nos dice que esta es una resistencia de agrietamiento diagonal. Esto resulta discutible ya que el término *agrietamiento diagonal* es comúnmente asociado a una falla por corte. Sin embargo, como se vio en la Figura 4.3, no siempre se han de generar aquellas grietas diagonales que caracterizan una falla por corte. De hecho, su aparición dependerá principalmente de la geometría del muro y de la cantidad de carga axial aplicada. Por este motivo, en el presente trabajo, en lugar de usar el término **resistencia al agrietamiento diagonal** se consideró conveniente referir el término **cortante de agrietamiento del panel de albañilería**.

Con el propósito de identificar el punto de la curva de capacidad asociado al instante en que se inicia el agrietamiento del panel de albañilería, se hizo un aná-

lisis de la evolución del patrón de agrietamiento en cada muro modelado. Es decir, de acuerdo a la discretización realizada en la toma de resultados para cada modelo en Abaqus, se identificó el instante (tiempo) y el nivel de desplazamiento asociado para que el panel de albañilería comience a agrietarse. Luego, con este desplazamiento se identificó la fuerza asociada en la curva de capacidad. La Figura 4.7 muestra el procedimiento seguido, tomando como ejemplo el muro M04, para identificar el inicio del agrietamiento en el panel de albañilería. En una primera instancia, se observa el patrón de agrietamiento del muro completo y luego se aísla el panel de albañilería para corroborar que el agrietamiento observado se haya generado en el panel de albañilería y no solo en la columna de confinamiento.

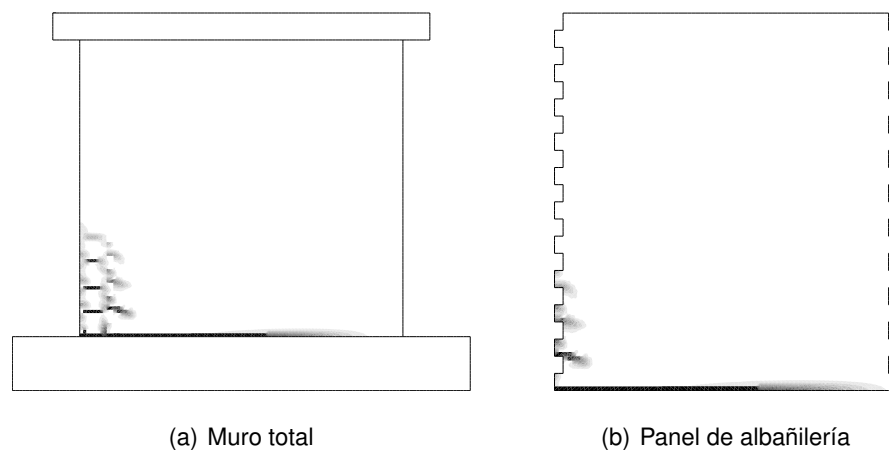


Figura 4.7. Inicio del agrietamiento en el panel de albañilería

4.2. EVALUACIÓN DE LA ESBELTEZ

En esta sección, la esbeltez es evaluada analíticamente considerando los resultados obtenidos de los modelos numéricos. Para ello, se define $\alpha = H/L$ como el parámetro de esbeltez de un muro de albañilería confinada, donde H es la altura del muro considerando la viga de confinamiento y L es la longitud del muro considerando columnas de confinamiento. Luego, se define $\gamma = \delta/H$ como la deriva, donde δ es el desplazamiento lateral asociado a la carga monotónica.

Se define la deriva total $\gamma_{ag} = \gamma_c + \gamma_f$ que inicia el agrietamiento del panel de albañilería, donde γ_c y γ_f son las derivas asociadas a deformaciones por corte y flexión, respectivamente. Además, del conocido método de rigidez (Otazzi, 2016), se tiene que para un muro en voladizo $\gamma_c = V/(GA_c)$ y $\gamma_f = VH^2/(3EI)$, entonces:

$$\gamma_{ag} = \frac{V_{ag}}{GA_c} + \frac{V_{ag}H^2}{3EI_s} \quad (4.1)$$

donde G es el módulo de corte y A_c es el área efectiva de corte de la sección transversal del muro. En este caso, al ser una sección rectangular $A_c = A/k$, donde A es el área neta de la sección y $k = 1,2$. Como se puede ver, la deriva por corte solo depende del área de la sección transversal, la cual ya está incluida dentro del cálculo de V_m en la norma peruana de albañilería (E070, 2006). Por otro lado, la deriva por flexión se encuentra fuertemente influenciada por la geometría del muro, lo que nos da una idea de que el factor de corrección por esbeltez es generado únicamente por efectos de flexión.

En la Eq. 2.1 se mostró la expresión especificada en la norma peruana E070 para el cálculo de la resistencia al agrietamiento diagonal en muros de albañilería, la cual tiene la forma $V_m = 0,5\nu'_m\alpha_{E070}tL + 0,23P_g$. El primer sumando representa la contribución de la albañilería, mientras que, el segundo sumando representa la contribución de la fuerza vertical. Pérez et al. (2013), consideraron que el factor de corrección por esbeltez, f , afecta a ambas contribuciones. Sin embargo, diversas normas, como las mostradas en la Figura 1.3, solo consideran que este factor afecta al primer sumando que corresponde a la contribución de la albañilería. En el presente trabajo, se considera más apropiado este último criterio por el hecho que el efecto de la esbeltez radica en el impacto que tiene la geometría en la respuesta no lineal de un muro que se encuentra sometido a cargas laterales. Al ser muros de baja altura, la única fuente de no linealidad son los materiales. Por lo tanto, este factor de corrección por esbeltez debería estar ligado con el primer y único sumando asociado a la respuesta de la albañilería como material.

Para efectos del presente trabajo, se propone el cambio de la Eq. 2.1 considerando que el nuevo factor de corrección por esbeltez es representado por f y que α representa el parámetro de medición de la esbeltez. Luego, la expresión propuesta para la Eq. 2.1 queda definida por:

$$V_m = 0,5\nu'_m tL f + 0,23P_g \quad (4.2)$$

Despejando f , se tiene que:

$$f = \frac{V_m - 0,23P_g}{0,5\nu'_m tL} \quad (4.3)$$

La idea de aplicar el factor de corrección por esbeltez es aproximar la resistencia de agrietamiento teórica, V_m , a la resistencia de agrietamiento real, V_{ag} , teniendo en cuenta las variaciones que se presentan por efecto de la esbeltez. Para ello, se asume que $V_m = V_{ag}$ y se aplica la Eq. 4.3 para calcular los valores f_{num} de los 7 muros modelados. La comparación de los valores de f , extraídos de la norma peruana E070 y de los muros modelados (Eq. 4.3), se muestra en la Figura 4.8, donde es posible observar que hay una tendencia muy distante entre lo contemplado en la norma E070 y lo extraído mediante modelos numéricos. Esto demuestra que en las últimas décadas no se ha venido considerando correctamente el efecto de la esbeltez en muros de albañilería confinada.

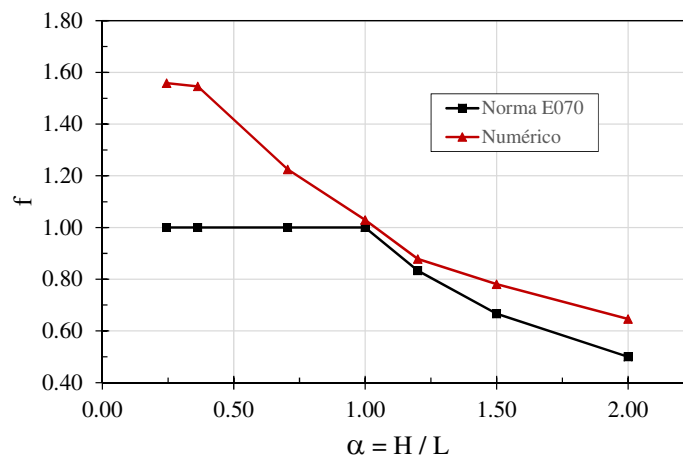


Figura 4.8. Comparación de factores de corrección por esbeltez

Respecto al parámetro α , debe tenerse en cuenta que hasta el momento se han trabajado muros en voladizo, donde resulta correcto medir la esbeltez como $\alpha = H/L$ debido a la ausencia de un momento en la parte superior y por lo tanto el momento en la base puede ser expresado como $M = VH$. Sin embargo, un muro real que se encuentre ubicado en el primer piso de una edificación de dos o más pisos, ante la ocurrencia de un evento sísmico estará sujeto a fuerza cortante y momento en su parte superior (Figura 4.9). En este caso, el muro que se encuentra sujeto a fuerza cortante, V , y momento superior, M_a , podría ser idealizado como un muro de mayor o menor altura efectiva (dependiendo de las condiciones de borde),

H_e , en donde solo actúe la fuerza cortante y por ende el momento en la base pueda ser expresado como $M = VH_e$. Para ello, de la Figura 4.9 se desprende que $H_e = H + M_a/V$ y $H_e = H - M_a/V$ para el primer y segundo caso respectivamente, en consecuencia, α quedaría definido como $\alpha = H_e/L$. Luego, al multiplicar ambos términos de α por la fuerza cortante, V , se tiene que el parámetro de esbeltez puede ser expresado como $\alpha = M/(VL)$, donde M y V pueden ser extraídos de un análisis lineal y elástico.

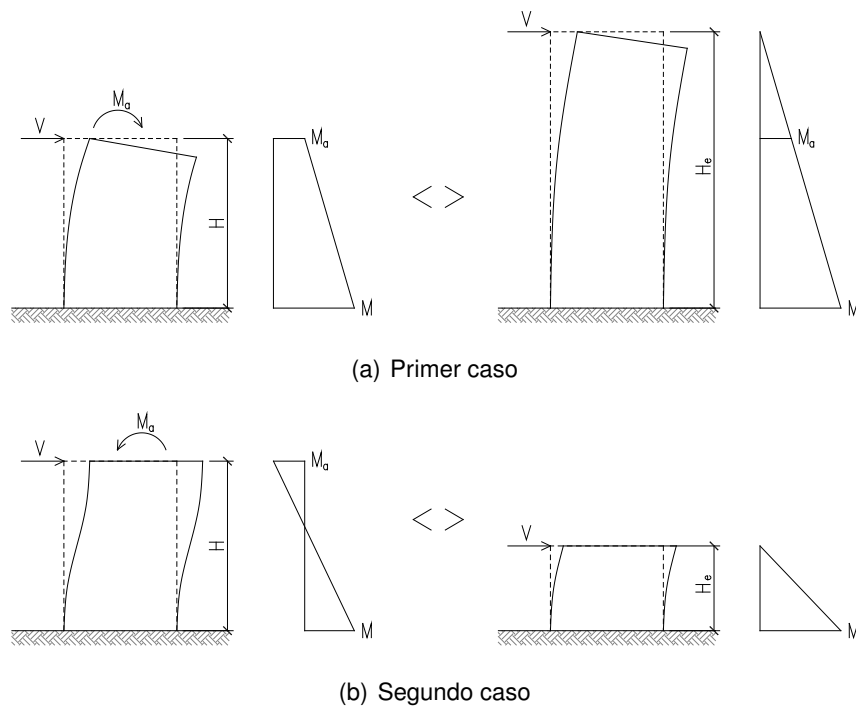


Figura 4.9. Interpretación de altura efectiva

4.3. PROPUESTA A LA NORMA E070

Al igual que las normas internacionales, en el presente trabajo, se buscó que el factor de corrección por esbeltez cuente con una expresión sencilla y precisa, de modo que pueda ser incluida en la norma peruana E070. Por otro lado, tal como se observó en la Figura 1.3, diversas normas coinciden en considerar el efecto de la esbeltez solo en muros robustos ($\alpha < 1,00$). Esto es, considerando la variación lineal del factor de corrección por esbeltez en un rango que comprende $0,25 \leq \alpha \leq 1,00$. Mientras que para valores de $\alpha < 0,25$, f permanece constante $f_{\alpha < 0,25} = f_{\alpha = 0,25}$ y para valores de $\alpha > 1,00$ también, $f_{\alpha > 1,00} = f_{\alpha = 1,00}$. Sin embargo, según

lo observado en el presente estudio, el efecto de la esbeltez se encuentra presente en todo muro cuya relación de esbeltez sea diferente de la unidad ($\alpha \neq 1$). Por esta razón, se pretende proponer una expresión que considere el efecto de la esbeltez tanto para muros robustos como esbeltos.

De la Figura 4.8 es posible observar que el factor de corrección por esbeltez, f , muestra una tendencia a amplificar en el caso de muros robustos ($\alpha < 1$) y de reducir en el caso de muros esbeltos ($\alpha > 1$). No obstante, el punto asociado al muro M01 ($\alpha = 0,24$) modifica la tendencia observada en los puntos asociados a M02 - M07. Además, siguiendo lo contemplado en las normas internacionales, la esbeltez de M01 se encuentra por debajo del límite inferior donde los efectos por esbeltez se consideran constantes, es decir, $\alpha_{M01} < 0,25$ (Cuadro 1.1).

Con el propósito de homogeneizar la tendencia observada en la Figura 4.8, se realizó el ajuste de mínimos cuadrados a la nube de puntos (α, f) excluyendo el punto asociado al muro M01. Dicho ajuste se hizo forzando el paso por el punto $(\alpha, f) = (1, 1)$ que corresponde al caso de muros cuadrados donde el efecto de la esbeltez es nulo. La Figura 4.10 muestra la comparación de los resultados numéricos con el ajuste realizado por mínimos cuadrados.

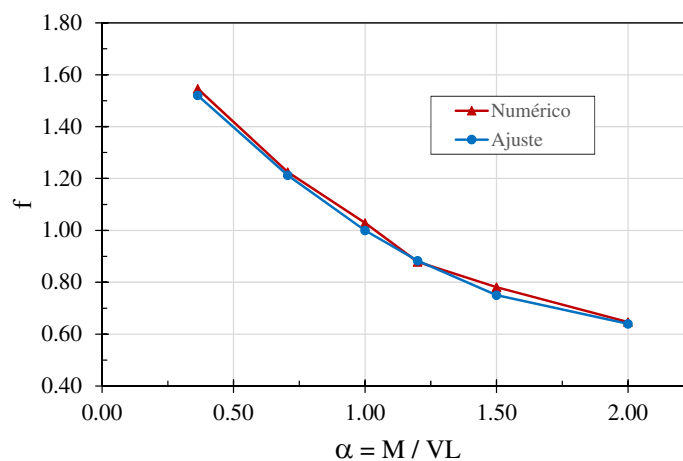


Figura 4.10. Ajuste de resultados numéricos

Debe notarse que el muro M07 ($\alpha = 2$) tiene 1200 mm de ancho, lo que corresponde al ancho mínimo de un muro de albañilería confinada para que este pueda ser considerado dentro del sistema sismo resistente de una edificación (E070, 2006). Por esta razón se define un límite superior $\alpha = 2$ de modo que a partir de tal valor, la magnitud de f permanezca constante. De igual forma, el límite inferior fue

estipulado en $\alpha = 0,25$ siguiendo lo recomendado por las normas internacionales y por el comportamiento observado en el muro M01 (Figura 4.8). Dicho esto, el factor de corrección por esbeltez queda definido por:

$$f = 1,64 \quad \longrightarrow \quad \alpha < 0,25 \quad (4.4a)$$

$$f = 0,28\alpha^2 - 1,20\alpha + 1,92 \quad \longrightarrow \quad 0,25 \leq \alpha \leq 2 \quad (4.4b)$$

$$f = 0,64 \quad \longrightarrow \quad 2 < \alpha \quad (4.4c)$$

donde

$$\alpha = \frac{M}{VL} = \frac{H_e}{L} \quad (4.5)$$

donde M es el momento flector en la base del muro, V es la fuerza cortante en el extremo superior del muro, L es la longitud del muro incluyendo las columnas de confinamiento y H_e es una altura efectiva que resulta de $H_e = H \pm M_a/V$ (donde H es la altura física del muro y M_a es el momento en el extremo superior del muro). La Figura 4.11 muestra en forma gráfica la definición del factor de corrección por esbeltez, f .

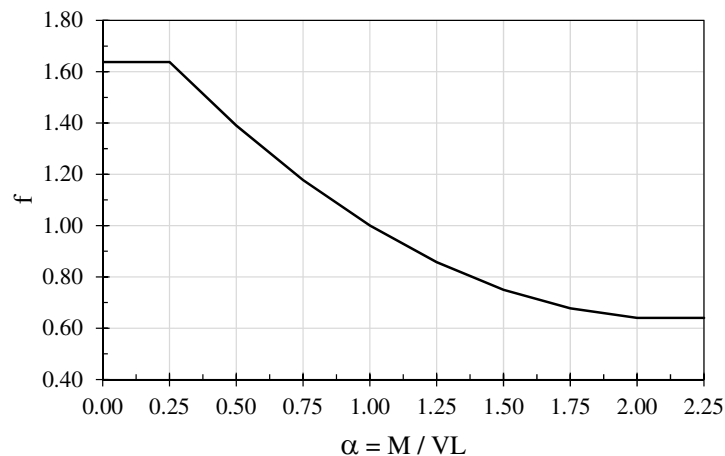


Figura 4.11. Definición del factor de corrección por esbeltez

CONCLUSIONES

La norma E070 define a V_m como la resistencia al agrietamiento diagonal. Según las evaluaciones hechas en el presente estudio, este término resulta inapropiado ya que el agrietamiento diagonal es normalmente asociado al agrietamiento por corte. Sin embargo, se ha visto que el primer agrietamiento en el panel de albañilería ocurre normalmente por efectos de flexión. Esto es por la propagación de grietas que se originan en las columnas de confinamiento. Y que además, las grietas por efectos de corte por lo general ocurren después de agrietamientos previos producidos por flexión en el panel de albañilería. Por esta razón, resultaría más apropiado denominar a V_m como la resistencia al agrietamiento del panel de albañilería o su equivalente.

A lo largo de las últimas décadas, la norma peruana de albañilería E070 ha venido dándole una interpretación errónea al factor de corrección por esbeltez (α en la norma E070, f en el presente estudio), dentro del cálculo de la resistencia al agrietamiento de la albañilería confinada. Por esta razón, es necesaria la actualización de esta expresión en la norma, de manera que se contribuya a la realización de un diseño que se aproxime mejor al comportamiento real de los muros. Para ello, en el presente trabajo se evaluó mediante el método de elementos finitos el comportamiento de 7 muros, los cuales fueron sometidos a cargas laterales monotónicas. Los resultados permiten proponer una nueva expresión para f con el propósito de ser evaluado y posteriormente incorporado en la norma técnica de albañilería E070.

La técnica de modelación numérica por el método de elementos finitos cada día va tomando más fuerza en el campo del análisis estructural. Su capacidad de analizar estructuras complejas con resultados bastante cercanos a los que se obtendrían mediante ensayos experimentales, la hace una herramienta poderosa. Por otro lado, el hecho de permitir intercambiar costos monetarios, relacionados a

la construcción y ensayo de muros, por costos computacionales muestra sin duda que es un camino muy interesante por explorar. Prueba de ello, es el presente trabajo, en el cual se vieron involucrados 7 muros de albañilería confinada a escala natural, lo que sin duda representaría un costo bastante considerable en el caso de conducir una campaña experimental.

RECOMENDACIONES

Se recomienda la revisión del presente trabajo por parte de la comunidad académica y de las autoridades pertinentes a fin de considerar la propuesta aquí planteada para actualizar la definición del factor de corrección por esbeltez en la norma técnica de albañilería E070.

Ante la necesidad de corroborar los resultados numéricos aquí presentados, se recomienda conducir campañas experimentales siguiendo el mismo protocolo de ensayo conducido en este trabajo de investigación.

Este trabajo de investigación muestra una línea de investigación numérica en el comportamiento sísmico de muros de albañilería. En este caso, se estudió el comportamiento de muros de albañilería confinada sometidos a cargas laterales monotónicas en el plano que los contiene. Sin embargo, este estudio se podría extender para estudiar el comportamiento de muros de albañilería al ser sometidos a una gran variedad de condiciones de carga. Por ejemplo, se podría estudiar el comportamiento de los muros de albañilería para cargas fuera del plano, o también se podría estudiar el efecto de la carga vertical en la pérdida de ductilidad de los muros, entre otros casos. De este modo, nuestra norma peruana podría contar con mayor sustento al plantear los diversos criterios de diseño.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abaqus (2014). «Ver. 6.14 Documentation». *Dassault Systemes Simulia Corporation*.

Abdullah, R; Paton-Cole, V; Easterling, W y ASCE, F (2007). «Quasi-Static Analysis of Composite Slab». *Malaysian Journal of Civil Engineering*, **19(2)**, pp. 1–13.

Agnihotri, Pawan; Singhal, Vaibhav y Rai, Durgesh C (2013). «Effect of in-plane damage on out-of-plane strength of unreinforced masonry walls». *Engineering Structures*, **57**, pp. 1–11.

Alfarah, B; López-Almansa, F y Oller, S (2017). «New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures». *Engineering Structures*, **132**, pp. 70–86.

Belleti, Beatrice; Scolari, Matteo y Vecchi, Francesca (2016). «Pushover, cyclic and dynamic analyses of RC shear walls by means of PARC_CL1.1 crack model».

Bolhassani, Mohammad; Hamid, Ahmad A; Lau, Alan CW y Moon, Franklin (2015). «Simplified micro modeling of partially grouted masonry assemblages». *Construction and Building Materials*, **83**, pp. 159–173.

Breveglieri, Matteo; Camata, Guido y Spacone, Enrico (2018). «Strengthened infilled RC frames: Continuum and macro modeling in nonlinear finite element analysis». *Composites Part B: Engineering*, **151**, pp. 78–91.

Brzev, Svetiana (2014). «Confined Masonry Buildings: Key Components and Performance in Past Earthquakes».

CEB-FIP (2010). «Model code 2010». *Comite Euro-International du beton*.

Chandrupatla, Tirupathi R y Belegundu, Ashok D (1999). *Introducción al estudio del elemento finito en ingeniería*. Pearson Educación.

- CSA (2004). «S304.1-04 Design of masonry structures». *Canadian Standard Association; Ontario, Canada*.
- D'Altri, Antonio Maria; de Miranda, Stefano; Castellazzi, Giovanni y Sarhosis, Vasilis (2018). «A 3D detailed micro-model for the in-plane and out-of-plane numerical analysis of masonry panels». *Computers & Structures*, **206**, pp. 18–30.
- E070 (2006). «Reglamento Nacional de Edificaciones: Albañilería». *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento - SENCICO*.
- Hordijk, Dirk A (1992). «Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses». *Heron*, **37(1)**.
- INEI (2008). «Perfil sociodemográfico del Perú: Censos Nacionales 2007: XI de población y VI de vivienda».
- Jankowiak, T y Lodygowski, T (2005). «Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model». *Foundations of civil and environmental engineering*, **6(1)**, pp. 53–69.
- Karapitta, Lucia; Mouzakis, Harris y Carydis, Panayotis (2011). «Explicit finite element analysis for the in-plane cyclic behavior of unreinforced masonry structures». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **40(2)**, pp. 175–193.
- Kaushik, Hemant B; Rai, Durgesh C y Jain, Sudhir K (2007). «Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression». *Journal of materials in Civil Engineering*, **19(9)**, pp. 728–739.
- Krätzig, Wilfried B y Pölling, Rainer (2004). «An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters». *Computers & structures*, **82(15-16)**, pp. 1201–1215.
- Lee, J y Fenves, G (1998). «Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures». *Journal of Engineering Mechanics*, **124(8)**, pp. 892–900.
- Lourenço, Paulo José Brandão Barbosa (1997). *Computational strategies for masonry structures*. Tesis doctoral, Delft University Press.
- Lubliner, J; Oliver, J; Oller, S y Oñate, E (1989). «A Plastic-Damage Model for Concrete». *International Journal of Solids and Structures*, **25(3)**, pp. 229–326.

- Macciotta, A y Torrealva, D (1985). «Efectos de la esbeltez en muros confinados a escala 1:2». *Pontificia Universidad Católica del Perú*.
- Manchego, Juan y Pari, Sonia (2016). *Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima, Perú*. Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Michał, Szczecina y Andrzej, Winnicki (2015). «Calibration of the CDP model parameters in Abaqus». En: *The 2015 World Congress on Advanced in Structural Engineering and Mechanics*, .
- MSJC SD (2002). «TMS 402-08/ACI, 530-08/ASCE 6-08, Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures». *Masonry Standards Joint Committee*.
- Nasiri, Ehsan y Liu, Yi (2017). «Development of a detailed 3D FE model for analysis of the in-plane behaviour of masonry infilled concrete frames». *Engineering Structures*, **143**, pp. 603–616.
- NZS (2004). «New Zealand Standard 4230:2004, Design of Reinforced Concrete Masonry Structures». *Standards Association of New Zealand; Wellington*.
- Oñate, Eugenio (1995). *Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos: análisis estático lineal*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Oller, S (1988). *A continuous damage model for frictional materials*. Tesis doctoral, Doctoral Dissertation, Technical University of Catalonia.
- Otazzi, Gianfranco (2016). *Apuntes del curso análisis estructural I*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Park, YJ; Reinhorn, AM y Kunnath, SK (1987). «Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame-shear wall structures». *National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo*, pp. 345–365.
- Pérez, Juan; Flores, Leonardo y Alcocer, Sergio (2013). «Efecto de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada». *Revista de Ingeniería Sísmica*, **89**, pp. 55–77.

San Bartolomé, A; Quiun, D y Silva, W (2011). *Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de albañilería*. Fondo editorial de La Pontificia Universidad Católica del Peru.

San Bartolomé, Angel (1993). *Albañilería confinada*. Colegio de ingenieros del Perú.

UBC (1997). «Uniform Building Code (Vol.2)». *International Conference of Building Officials; Whittier, California*.

Yacila, Jhair; Camata, Guido; Salsavilca, Jhoselyn y Tarque, Nicola (2019a). «Pushover analysis of confined masonry walls using a 3D macro-modelling approach». *Engineering Structures*, **201**, p. 109731.

Yacila, Jhair; Salsavilca, Jhoselyn; Tarque, Nicola y Camata, Guido (2019b). «Experimental assessment of confined masonry walls retrofitted with SRG under lateral cyclic loads». *Engineering Structures*, **199**, p. 109555.

Zienkiewicz, O.C. (1979). *El Método de los Elementos Finitos, 3era Edición*. Reverté.

Zienkiewicz, O.C. y Taylor, R.L. (1991). *The Finite Element Method, 4th Edition*. Mc Graw Hill.